

APLICACIONES ADICIONALES DE LOS RESULTADOS DE PRUEBAS DE CARGA ESTÁTICAS EN EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES

OTHER USES OF STATIC LOAD TESTS IN THE GEOTECHNICAL DESIGN OF FOUNDATIONS

YAMILE VALENCIA

DSc Profesora Asistente, Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín. yvalenc0@unal.edu.co

JOSE CAMAPUM

DSc Profesor Titular, Universidad de Brasilia, Brasil. camapum@unb.br

LUIS LARA

DSc Profesor Asistente, Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín, Colombia. lualarava@unal.edu.co

Recibido para revisar Enero 18 de 2011, aceptado Agosto 3 de 2011, versión final Agosto 24 de 2011

RESUMEN: Generalmente las pruebas de carga no hacen parte de la rutina de obras de cimentaciones ejecutadas en Suramérica, y cuando son ejecutadas, el análisis queda restringido a la determinación o estimación de la capacidad de carga de la fundación. No obstante, pueden hacerse otros análisis de modo que el calculista cuente con mayores elementos de juicio en lo referente al comportamiento de la cimentación. El presente artículo muestra un conjunto de análisis complementarios, que pueden ser hechos a partir de los resultados obtenidos para una prueba de carga teniendo en cuenta el comportamiento característico de cada suelo y los mecanismos de interacción entre la estructura de cimentación y el suelo de soporte, a partir del análisis de los resultados de pruebas de carga realizadas sobre pilotes ejecutados con hélice continua.

PALABRAS CLAVE: capacidad de carga, prueba de carga, suelo meteorizado, suelo residual, asentamiento inmediato, asentamiento por consolidación.

ABSTRACT: Generally, load tests are not part of the routine in foundation works made in South America, and when they are executed, the analysis is limited to a determination or estimate of the capacity of the foundation. However, other analyses can be made so that the engineer can bring together more elements into the judgment concerning the foundation behavior. Based on the results from static load tests conducted on caissons, piles and plates executed with a continuous flight auger, this paper shows a set of complementary analyses that can be made with the results from a load test in the geotechnical design of foundations, taking into account the characteristic behavior of each soil and the interaction mechanisms between the foundation structure and the supporting soil.

KEYWORDS: capacity, load test, weathered soil, residual soil, immediate settlement, consolidation settlement.

1. INTRODUCCIÓN

En las obras geotécnicas de cimentaciones ejecutadas en Suramérica, es notoria la deficiencia en el control técnico y en los ensayos de campo. Los ensayos de campo destinados a la fase de diseño, en casi toda su totalidad se limitan al clásico *SPT* (*Standard Penetration Test*), aunque con algunas excepciones, principalmente en investigaciones técnico-científicas, se realizan otros ensayos con el presiómetro, el piezocono y el dilatómetro. En la evaluación previa de la capacidad de carga de las cimentaciones no es diferente, pues pocas son las pruebas de carga realizadas.

En el campo de las pruebas de carga, existen los que prefieren las pruebas de carga dinámicas por el menor costo y rapidez, y aquellos que prefieren las pruebas de carga estáticas, a pesar de su mayor costo, por permitir un análisis más directo de los resultados. Lo más importante tal vez sea, antes de seleccionar cualquiera de las dos técnicas, verificar cual se adapta mejor a los suelos locales, a las características de la obra, al tipo de cimentación, etc. De modo general, lo ideal sería desarrollar una comprobación local, realizando diversos ensayos “*in situ*”, y que en las pruebas de carga dinámicas se haga una validación a partir de pruebas estáticas o a partir de la experiencia local (Ibáñez, 2008).

Con relación a las pruebas de carga estáticas, sea sobre placa o sobre elementos de cimentación, estas pueden ser realizadas de manera lenta o rápida, siendo el ensayo lento el más usual. Las pruebas de carga estáticas sobre elementos de cimentación profunda, son analizadas casi siempre por medio del gráfico carga vs asentamiento, sin embargo cuando la ruptura no se alcanza, se utilizan los métodos de estimación de la capacidad de carga, siendo el de Van der Veen (1953) uno de los más utilizados. La capacidad de carga es comúnmente asociada a un determinado nivel de asentamiento, el cual es tomado como una fracción del diámetro del elemento de cimentación, o, considerando el asentamiento diferencial admitido por la superestructura. Generalmente, la atención se centra en determinar la capacidad de carga y poco se discute acerca de los asentamientos.

Dentro de este panorama, el presente artículo se basa en los resultados de varias pruebas de carga de tipo lento, realizadas en el Distrito Federal Brasileiro, sobre pilotes, pilas y placas, aunque algunos sean mostrados solo de modo ilustrativo. Ningún ensayo fue realizado sobre cimentación instrumentada, lo que terminó por generar algunas dificultades en la interpretación y en la propuesta de análisis adicionales presentada en este artículo.

2. LOS SUELOS Y LOS MECANISMOS DE COMPORTAMIENTO CARGA VS ASENTAMIENTO

El análisis del comportamiento de las cimentaciones profundas no puede estar disociado de los aspectos estructurales, mineralógicos, de textura y humedad del perfil de suelo conforme se discutirá a continuación. En regiones tropicales los aspectos estructurales del perfil de suelo tienen una enorme importancia, pues mientras en el elemento de cimentación su área lateral, que genera la fricción lateral, se encuentra principalmente en la capa de suelo profundamente meteorizado, no saturado, caolinitico y rico en oxi-hidróxidos de hierro y aluminio, formado por agregaciones, poroso y, por tanto, bien drenado; la punta del mismo, por su parte, casi siempre se asienta sobre suelos jóvenes, saturados, de menor porosidad, con minerales primarios y algunas veces de carácter expansivo. Es evidente, que condiciones distintas a estas, se encuentran en varias regiones de Suramérica, pero son estos los perfiles de

suelo típicos de regiones de clima tropical con grandes espesores de suelo meteorizado, destacándose que en cuanto a mineralogía, el cuarzo por ser un mineral primario con gran resistencia a la meteorización, se encuentra presente en todo el perfil, guardando las debidas proporciones con relación a la composición de la roca madre.

Las Fig. 1a y 1b ilustran la microestructura en dos profundidades (1m y 10m, respectivamente) de un perfil de suelo tropical, ubicado en el campo experimental del programa de postgrado en geotecnia de la Universidad de Brasilia. La Fig. 1a, muestra la microestructura de suelos profundamente meteorizados típicos en el Distrito Federal Brasileiro y la Fig. 1b la microestructura de suelos menos meteorizados. La Fig. 1a presenta además, una estructura marcada por la presencia de agregados formando macroporos entre ellos, y microporos en sus interiores. En la Fig. 1b se tiene una estructura con porosidad más homogénea. La Fig. 2a muestra la microestructura de un latosuelo arenoso del Distrito Federal Brasileiro en estado natural y en la Fig. 2b el mismo suelo después de inundado bajo 100 kPa de tensión vertical. Se observa adicionalmente en esta última figura, que el colapso estructural aumenta la cantidad de contactos entre los granos de cuarzo. Es evidente que la influencia en el comportamiento mecánico de este aumento en la cantidad de contactos en un suelo arcilloso como el de la Fig. 1a, no sería el mismo. En la Fig. 1a, los granos de cuarzo presentes en la Fig. 2a, son substituidos por agregados de arcilla y otros minerales. En ambos casos, Fig. 1a y Fig. 2a, la ruptura de los contactos inducida por la ejecución de un pilote construido con hélice continua, puede ser provocada, por ejemplo, por el aumento de la presión de inyección del concreto. La ruptura de estos contactos, que pueden ser formados por vínculos cementantes o por puentes de arcilla, si bien, provocan perdida de cohesión en el suelo, debido al colapso estructural, causan también una reducción de los vacíos, generando un aumento de la resistencia por fricción al proporcionar un incremento del área de contacto. No obstante, debido a la naturaleza mineralógica de los granos, cuarzo en el caso del suelo arenoso y arcilla en el caso del suelo con agregados, el aumento de resistencia por fricción será mayor para el suelo arenoso que para el suelo arcilloso, lo que termina evidenciando un mejor comportamiento para un pilote, a corto plazo, en el suelo arenoso. Sin embargo, a largo plazo, la gran

capacidad regenerativa del suelo arcilloso y el hecho de que la succión del suelo colapsado entrará en equilibrio con la del material vecino, hará que el comportamiento tienda a cambiar, dependiendo el resultado final de las características químico-mineralógicas, de la macro-

porosidad y de la succión del suelo. Por tanto, en el caso del suelo arcilloso en condición no saturada, parece necesario examinar mejor este efecto, verificando el tiempo transcurrido entre el vaciado de la cimentación y la prueba de carga.

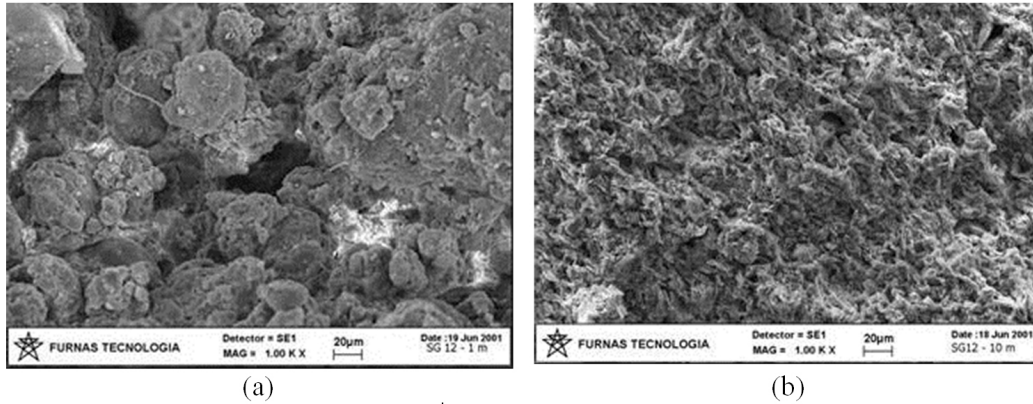


Figura 1. Microestructura de un suelo laterítico (a) y de un suelo saprolítico (b).

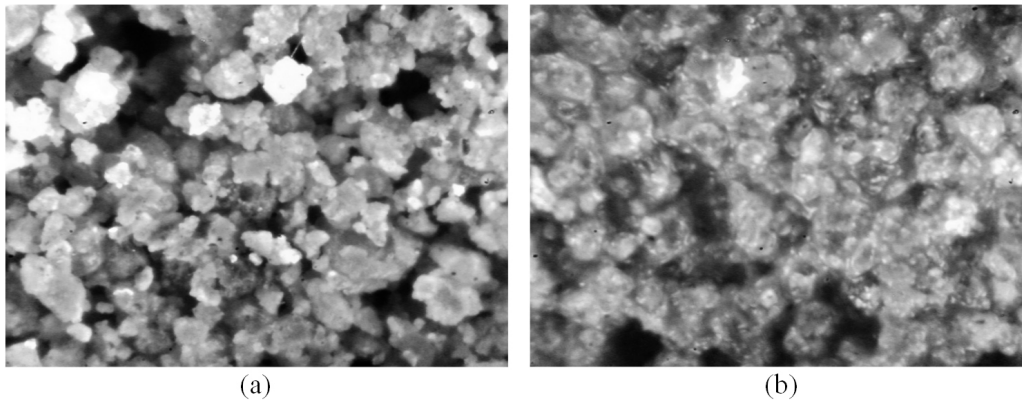


Figura 2. Microestructura de un latosuelo arenoso del DF Brasileiro, (a) antes y (b) después del colapso sometido a 100kPa de tensión (Figuras aumentadas 200 veces).

Para ilustrar lo expuesto anteriormente, la Fig. 3a presenta resultados de pruebas de carga realizadas sobre un mismo pilote, de 30cm de diámetro y 7,65m de longitud, excavado con taladro mecánico. Las pruebas de carga fueron realizadas en diferentes épocas por Guimarães (2002) y por Mascarenha (2003). El perfil del suelo de soporte estaba constituido hasta los 3m por una arena (42%) limo-arcillosa (58%), de 4m a 8m por una arcilla (40 a 50%) areno-limosa (60 a 50%) y a partir de 8m por un limo (mas de 80%) de escasa fracción areno-arcillosa. Cabe destacar que en cuanto a textura, los análisis granulométricos por sedimentación realizados sin el uso de defloculante presentaron, para casi todas las profundidades del perfil de suelo, niveles

de arcilla inferiores a 4%, lo que evidencia una fuerte agregación del suelo desde la superficie hasta los 8m de profundidad. Es notoria la presencia de caolinita y gibsita (aproximadamente 46%) hasta los 8m del perfil, con niveles de cuarzo aproximadamente del 30%. A lo largo de toda la profundidad, la suma de la proporción de hematita más goetita era de aproximadamente 14%. La ilita, aparece a 6m de profundidad, manteniendo aproximadamente la misma proporción (14%) hasta los 9m, pasando entonces a 11%.

Estructuralmente, el perfil de suelo era poroso, con índice de vacíos variando de 1,6 en la parte superior del perfil a 1,0 en la parte inferior. Para ilustrar la discusión,

en la Fig. 3b se presentan los resultados de pruebas de carga realizadas sobre una misma pila de 50cm de diámetro y 6m de longitud (Benvenuti, 2001), apoyada en un perfil de suelo areno-arcilloso, poco limoso (más de 60% de arena), con índice de vacíos variando de 1,17 en la parte superior del perfil a 0,63 a 9m de profundidad, de acuerdo con los datos presentados por Cavalcante et al. (2007). Los ensayos sobre la pila fueron realizados después de inundar el terreno. Se tienen entonces dos suelos tropicales, uno arcilloso que soporta un pilote (Fig. 3a) y uno arenoso que soporta una pila (Fig. 3b). Se observa en la Fig. 3a para el suelo arcilloso, que los resultados dependen fuertemente

de la época del año en que fueron realizados, o sea, están relacionados a la humedad del suelo conforme fue discutido por Mascarenha et al. (2004). Por esto es interesante trazar un paralelo de los ensayos realizados para este pilote entre el 14/05/2002 y el 28/05/2002, fuera del periodo de lluvias, y los resultados obtenidos para la pila. Al compararse los descensos de las curvas carga vs asentamiento después del punto de plastificación, se verifica que en el caso del suelo arenoso el aumento de resistencia con el colapso estructural generado en cada ensayo es muy superior al ocurrido en el caso del suelo arcilloso, corroborando así la discusión precedente.

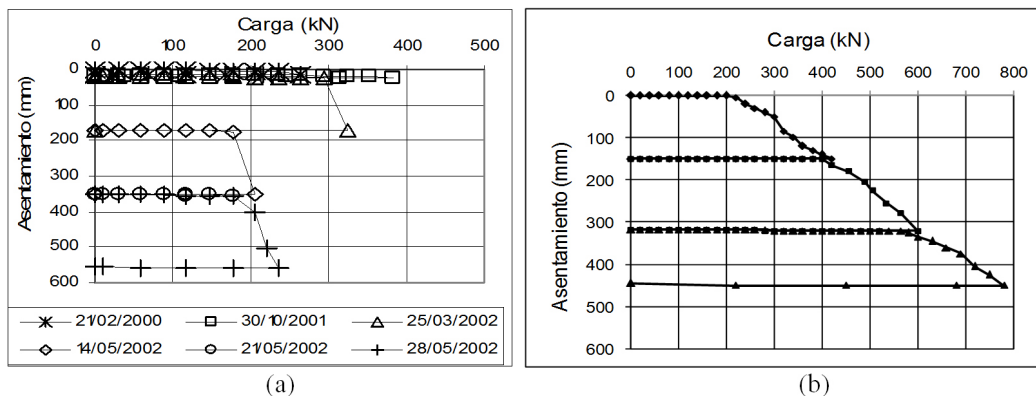


Figura 3. Resultados de pruebas de carga sobre pilote en suelo arcilloso (a) y sobre pila en suelo arenoso-arcilloso (b) (Benvenuti,2001).

3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE CARGA ESTÁTICA

Los resultados aquí presentados ilustran los análisis que han sido desarrollados a lo largo de los últimos cinco años por los autores del presente artículo. La mayoría de las pruebas de carga fueron realizadas sobre pilotes ejecutados con hélice continua con longitudes que varían entre los 15 y 20m y diámetro nominal variando de 40 a 50cm, en perfiles de suelo profundamente meteorizados, porosos, de naturaleza colapsable, (ensayos de penetración estándar “SPT02-Orla” y “SPT18-Orla”, ilustrados en la Fig. 4). En un número menor, pero también importante, han sido realizados ensayos sobre placa, en cimentaciones superficiales, sobre pilas o incluso sobre pilotes ejecutados con hélice continua de menor longitud (10 a 15m), pero, en un perfil con manto de cobertura profundamente meteorizado de poco espesor que gradualmente cambia a un suelo residual joven que varía de saprolítico fino hasta roca alterada (ensayos de penetración estándar “SPT-AC”, ilustrados en la Fig. 4). Cabe destacar, que para la región

de Aguas Claras (perfil de sondeo “AC”), en una misma obra, principalmente en el período de pocas lluvias, es común encontrar agua en algunas perforaciones y en otras no, situación asociada en general a la infiltración de agua a través de las fracturas de la roca.

El perfil de suelo que compone el primer grupo de ensayos (“Orla”) presenta una peculiaridad de localización bastante interesante, pues se encuentra próximo a un lago artificial, el lago Paranoa. Por tanto, el nivel del agua antes de la construcción del lago se ubicaba por debajo de su nivel actual, aspecto que es importante, pues aunque el suelo sea profundamente meteorizado, de naturaleza colapsable (o sea, la estructura puede ser quebrada por variación de la energía interna o externa), el mismo ya no colapsa por variación de la humedad (variaciones de energía interna), pues se encuentra en una condición que varía de muy húmedo a saturado. Es evidente, que para aquellos que consideran el colapso como simplemente un problema de aumento de humedad, este, aun siéndolo, no sería bajo esta visión un suelo colapsable.

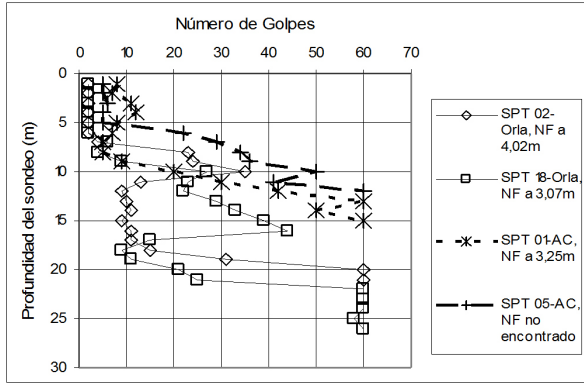
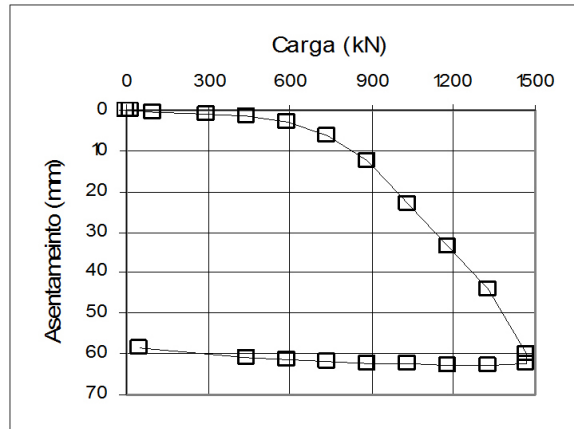
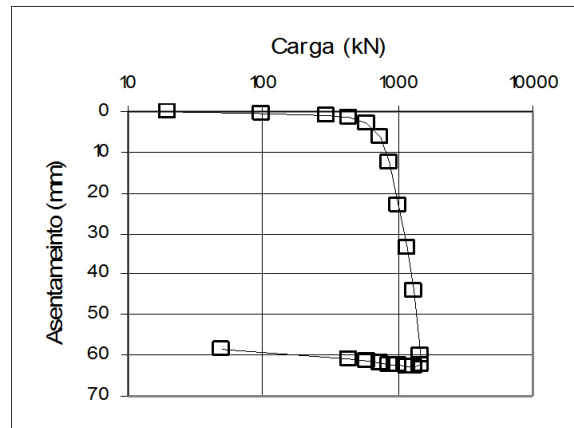


Figura 4. Resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) de los sitios estudiados.



(a)



(b)

Figura 5. Curvas carga vs asentamiento con la carga en escala aritmética (a) y logarítmica (b).

A continuación se presentan los métodos de análisis desarrollados a partir de los resultados de las pruebas de carga realizadas en estas áreas caracterizadas por

los perfiles de resistencia a la penetración mostrados en la Fig. 4. Los autores proponen para mejorar la definición del punto donde se inician las deformaciones plásticas en la curva carga vs asentamiento (Fig. 5a), que se trace ésta con la carga en escala logarítmica, en un tratamiento semejante al adoptado en el ensayo de consolidación para la definición de la presión de preconsolidación por el método de Casagrande (Fig. 5b). No obstante, se requiere cuidado, pues se sabe que a partir de un comportamiento lineal en la relación carga vs asentamiento, una vez graficada la carga en escala logarítmica, se induce una curvatura en dicho gráfico.

La propuesta inicial surgió de la idea de graficar el tiempo de estabilización de los asentamientos en función de la carga aplicada (Camapum de Carvalho et al. 2005) en las pruebas de carga estáticas realizadas en el perfil de suelo denominado "Orla" el cual es predominantemente poroso, muy meteorizado y saturado a pequeñas profundidades (1 a 4m) (ver gráficos SPT "Orla" mostrados en la Fig. 4). Aunque generalmente este método presentó curvas con resultados poco dispersos, algunas veces mostró resultados con una clara dispersión, reflejando tiempos de lectura que podrían ser un poco mayores o menores que el tiempo real de estabilización, esto debido a los intervalos de tiempo fijados para las lecturas y a las frecuentes interferencias de las variaciones térmicas diarias en los sistemas de medición de los asentamientos. Para resolver el problema, se decidió trabajar con el coeficiente de asentamiento o de desplazamiento extraído de la parte final lineal de las curvas de asentamiento (en mm) en función del tiempo en escala logarítmica (Fig. 6a), obteniéndose entonces el gráfico mostrado en la Fig. 6b. Esta idea surgió de la interpretación clásica de los ensayos de consolidación en lo que se refiere a la determinación del coeficiente de consolidación secundario, con la diferencia de que aquí, se trabaja con el asentamiento medido en milímetros y no en términos de deformación específica o de variación del índice de vacíos como es utilizado en aquel caso.

En el método propuesto, el punto de encuentro del primer segmento con el segundo segmento de la curva carga vs coeficiente de asentamiento, define el inicio de las deformaciones plásticas, fin del régimen pseudo elástico, del sistema área lateral-suelo. El segundo punto de inflexión, o sea, el encuentro del segundo segmento con el tercer segmento de la curva, corresponde al inicio de las deformaciones plásticas del suelo en que se apoya

la punta del pilote. Debido a la linealidad de la parte final de las curvas asentamiento vs tiempo en escala logarítmica, se puede, a partir de este gráfico, estimar los

asentamientos a largo plazo, que podrán ser significativos al sobrepasar los puntos de inicio de la plastificación.

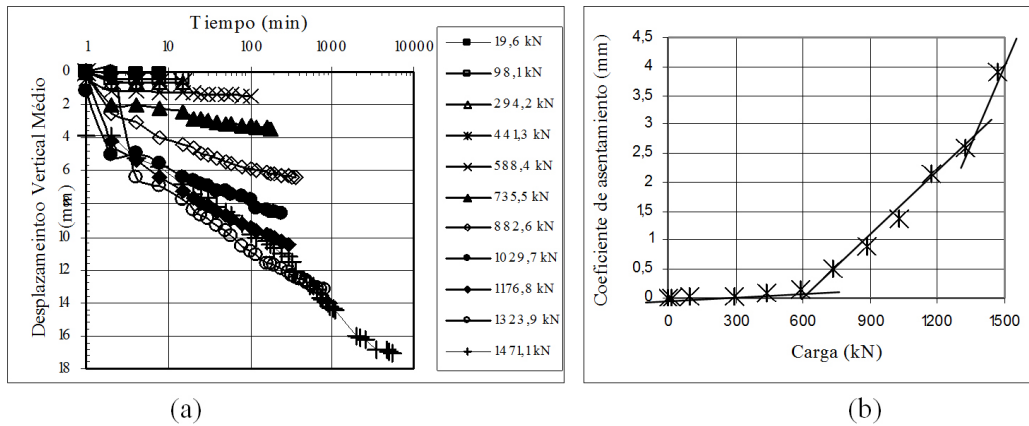


Figura 6. Curvas tiempo vs desplazamiento vertical (a) y carga vs coeficiente de asentamiento (b).

Posteriormente, al realizar pruebas de carga sobre pilotes en suelos con manto de meteorización de menor espesor y mayor penetración en el suelo residual joven, se sintió la necesidad de definir de mejor manera cual sería la capacidad de carga atribuida a la fricción lateral y cual sería la proveniente de la capacidad de carga del suelo en la punta de las cimentaciones, o por lo menos cuando ésta comenzaría a ser movilizadada. En realidad lo ideal sería haber instrumentado las cimentaciones,

pero por el escaso tiempo disponible no fue posible. Los ensayos sobre estas condiciones fueron practicados en la región de Aguas Claras (“AC”), Distrito Federal. La Fig. 4 ilustra los resultados de SPT “AC” obtenidos cerca de los puntos de ejecución de las pruebas de carga presentadas aquí. Los dos pilotes analizados fueron ejecutados con hélice continua y tenían longitudes de 15m y diámetros de 50cm. En la Fig. 7 se presentan las curvas carga vs asentamiento de los pilotes estudiados.

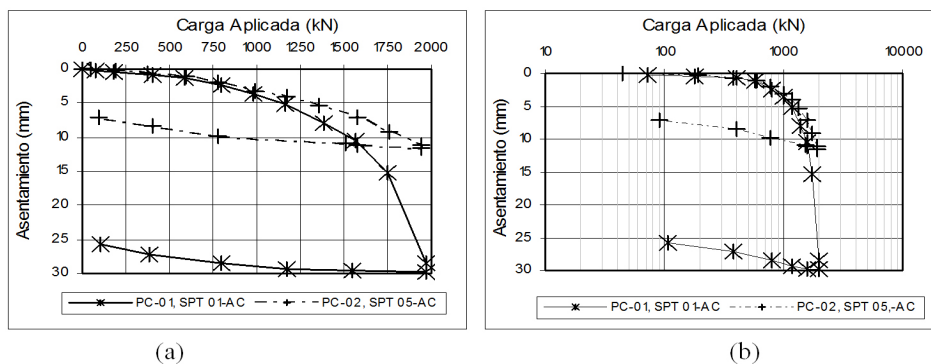


Figura 7. Resultados de las pruebas de carga en pilotes ejecutados con hélice continua, carga en escala aritmética (a) y logarítmica (b).

Se propone entonces analizar los resultados teniendo en cuenta la respuesta que el suelo presentaría cuando es movilizadado por el pilote. En este sentido, se consideró que cuando se aplica una determinada carga al elemento estructural de la cimentación, ocurre la movilizadación del suelo en la interfase con la cimentación, lo que ocasiona un desplazamiento inmediato en el contacto. En seguida, al entrar en equilibrio la interfase, se

comienza a movilizad el macizo en las proximidades del pilote, en un proceso de consolidación que generalmente demora en estabilizar treinta minutos.

Se consideró como frontera entre los dos intervalos el tiempo de ensayo igual a cuatro minutos. Este lapso de tiempo correspondiente al asentamiento inmediato, puede eventualmente aumentar con el nivel de carga y

con el incremento de la diferencia de carga entre dos intervalos subsecuentes, pero se observó que hasta cuatro minutos el desplazamiento es abrupto en las curvas carga vs asentamiento de los suelos estudiados, de ahí la consideración de ese intervalo de tiempo estimado. Se asumió entonces que el asentamiento inmediato acumulado reflejaría el comportamiento inmediato en la interfase (Fig. 8a) y el de mayor plazo, también acumulado, el comportamiento del suelo por consolidación en términos de macizo movilizado por la estructura de cimentación (Fig. 8b).

El segundo gráfico es de más difícil utilización debido a las variaciones del tiempo de estabilización de un intervalo de carga para otro, pero el surgimiento de una primera inflexión en ambas curvas con el aumento del asentamiento, estaría reflejando el inicio de la movilización de la punta del pilote o de la base de la pila, con la contribución lateral alcanzando su límite de movilización. Los profesionales que dispongan de resultados de ensayos de prueba de carga en elementos de

cimentación instrumentados, podrán verificar los modelos y hacer los ajustes necesarios, sin embargo se cree que los comportamientos descritos hipotéticamente se aproximan bastante a la realidad.

Es evidente, que aunque los análisis han sido realizados en un caso con base en el coeficiente de asentamiento y en otro en término de la sumatoria del asentamiento inmediato y del asentamiento por consolidación acumulado, los métodos son aplicables en cualquier caso, pues se trata de un modelo de comportamiento. Para ilustrar esta consideración se presentan en la Fig. 9 los resultados de la prueba de carga “Orla” en términos de asentamiento inmediato y por consolidación. Se puede verificar en esta figura que el primer punto de inflexión corresponde a la misma carga obtenida en la Fig. 6 en términos de coeficiente de asentamiento (aproximadamente 750kN). Valor semejante se obtiene también en el segundo punto de inflexión (Fig. 6b) y aquel proveniente de las curvas de asentamiento acumulado por consolidación (Fig. 9b).

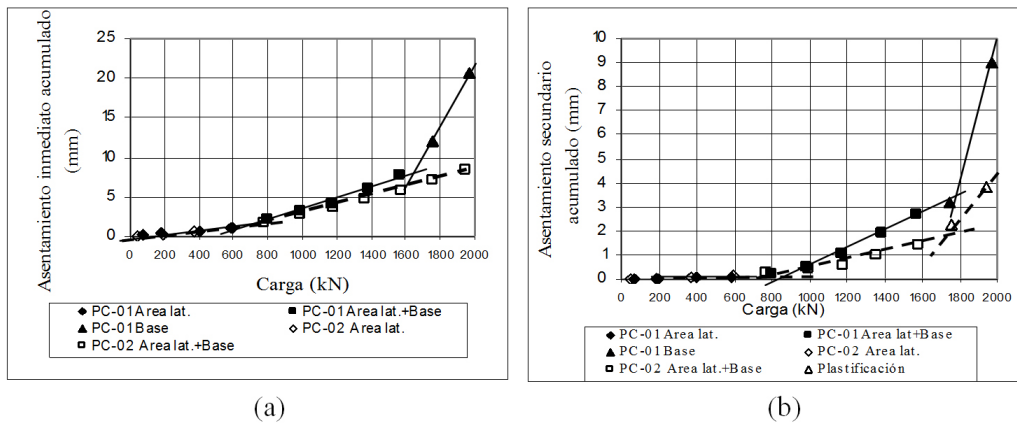


Figura 8. Gráficos de asentamiento inmediato acumulado vs carga (a) y de asentamiento por consolidación vs carga (b).

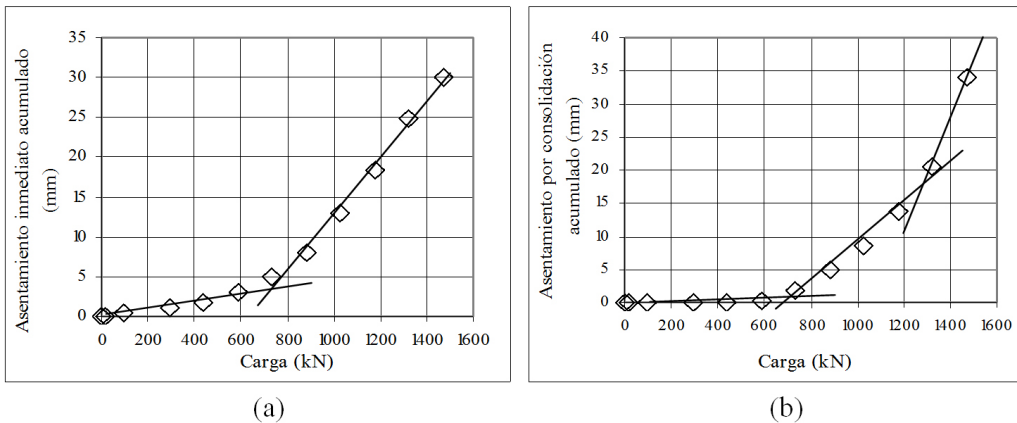


Figura 9. Gráficos de asentamiento inmediato acumulado x carga (a) y de asentamiento por consolidación x carga (b).

En la Fig. 10 se presenta para los tres pilotes analizados, los dos conjuntos de curvas obtenidas en términos de asentamiento inmediato acumulado (Fig. 10a) y asentamiento por consolidación acumulada (Fig. 10b). Analizando estas figuras, la primera observación que se hace es referente al asentamiento inmediato acumulado, pues incluso en el dominio elástico y pseudo elástico, el asentamiento inmediato acumulado del pilote implantado en el perfil de suelo “Orla” es mucho mayor que el verificado para las cimentaciones implantadas en el perfil de suelo “AC” (Fig. 10a), lo que refleja la naturaleza colapsable y de meta-estabilidad estructural del suelo del perfil “Orla” en relación al suelo del perfil “AC”. Al entrar en el dominio plástico, en el que el suelo en interacción con el área lateral de la cimentación entra en régimen de plastificación,

mientras la base aun se encuentra en el régimen elástico o pseudo elástico pues acaba de empezar a ser movilizad, las tres curvas se separan, manifestando así la capacidad de soporte diferenciada de los tres suelos en la punta de los pilotes. Es evidente que la interacción área lateral-suelo desempeña su papel de modo diferenciado en los dos perfiles de suelo. Cuando se analizan los asentamientos por consolidación, se comprueba que en el dominio elástico o pseudo elástico, el cual corresponde aún al segmento de las curvas carga vs asentamiento de influencia del área lateral, las tres curvas son prácticamente coincidentes (Fig. 10b). Por tanto, al comenzar la movilización de la base en el dominio plástico de la zona de movilización del área lateral, las curvas nuevamente se apartan, mostrando una vez más el comportamiento característico de cada perfil de suelo.

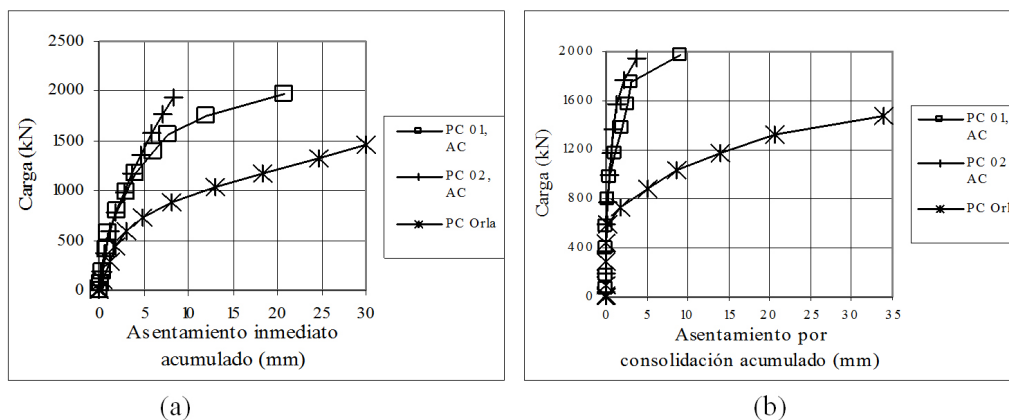


Figura 10. Gráficos de asentamiento inmediato acumulado vs carga (a) y de asentamiento por consolidación acumulada vs carga (b).

A pesar de que el pilote en el perfil “Orla” fue el único que presentó grandes desplazamientos, aumentando la resistencia incluso después del inicio de la plastificación (Fig. 10a y 10b), cabe recordar que tal aumento dependerá del tipo de suelo y de su estado de hidratación. En el trabajo adelantado por Guimarães (2002) se evidencia con claridad este comportamiento en los resultados de ensayos de corte directo cíclicos sobre muestras recolectadas en el perfil de meteorización del campo experimental del programa de postgraduación en geotecnia de la Universidad de Brasilia, a profundidades de 2, 6 y 10m. En este perfil de suelo, se tenía hasta los 7-8m un suelo profundamente meteorizado, colapsable, seguido de una transición. A los 10m se encuentra presente un suelo saprolítico fino de pizarra. En las muestras tomadas a 2m se encontró en el suelo no saturado un pequeño aumento en el ángulo de fricción mientras que la cohesión prácticamente permaneció constante. Al saturar el suelo, la cohesión fue reducida a cero mientras el ángulo de fricción mostró un gran aumento

con los sucesivos ciclos de carga. Se tiene en este caso, una contribución significativa de la succión para la cohesión y un mayor colapso y aumento de resistencia por el mayor número de contactos a causa de la inundación y de los ciclos de carga (Camapum de Carvalho & Gitirana Jr. 2005). A los 6m la enorme contribución dada a el suelo por enlaces cementantes y por la succión, hizo con que la ruptura provocada en el primer ciclo, generara con relación al segundo, una gran caída en la resistencia por pérdida de cohesión, a pesar del aumento producido por el mayor número de contactos. La resistencia del suelo saturado sufrió un pequeño aumento debido a los ciclos de corte, para lo cual contribuyó de manera negativa cierta pérdida de cohesión y de manera positiva el mayor número de contactos. A los 10m, ya en el manto saprolítico, hubo pérdida significativa de resistencia, tanto para la condición natural como la saturada, entre el primer y segundo ciclo, y poca variación entre éste y el tercero. Los resultados de Guimarães (2002) mostraron, por tanto,

después de la completa plastificación, que mientras en los suelos porosos arcillosos como los del perfil “Orla” puede, dependiendo del nivel de cementación y grado de saturación, continuar ocurriendo un aumento de resistencia, en los suelos saprolíticos, como el del perfil “AC”, la interacción suelo-estructura de cementación puede generar pérdidas significativas de capacidad de soporte. Aspectos que deben ser tenidos en cuenta en el diseño geotécnico de una cimentación.

4. CONCLUSIONES

El objetivo del presente artículo no era definir las capacidades de carga directamente a partir de los resultados de las pruebas de carga, ni estimarlas a partir de los sondeos SPT por los distintos métodos disponibles y largamente discutidos en la literatura técnica. El objetivo era mostrar que los resultados de las pruebas de carga pueden proporcionar adicionalmente otras informaciones importantes para el diseño, como estimar por ejemplo, a que nivel de carga la punta del pilote o la base de la pila comienzan a ser movilizadas, a partir de qué nivel de carga todo el conjunto área lateral-base comienza a generar deformaciones plásticas importantes en el suelo de soporte, o incluso, separar las contribuciones de soporte de la base y del área lateral. Conocer estas fronteras es relevante para que se defina la carga de servicio a ser adoptada como también las características de deformabilidad del conjunto suelo-fundación. Es importante pensar, que al llegar a la zona de plastificación el riesgo de grandes asentamientos es siempre algo que se debe tener en consideración. Así, por ejemplo, teniendo en cuenta los valores del coeficiente de asentamiento obtenidos para las cargas de 588kN (carga de inicio de la plastificación área lateral-suelo, Fig. 6b) y de 1324kN (inicio de plastificación en la punta del pilote), se obtienen respectivamente, asentamientos secundarios de 1,2mm y 21,3mm en 50 años. Es evidente que estos valores son solo estimativos y deben ser confirmados por ensayos específicos como el de consolidación, pero sirven para orientar al ingeniero sobre la necesidad o no de tales estudios. Se deja en claro también, que estas propuestas adicionales de aplicación de los resultados de las pruebas de carga deben ser estudiadas y analizadas con una mayor base de datos, inclusive con resultados de otras regiones de Suramérica.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo brindado por la Universidad de Brasilia, la Universidad Nacional de Colombia, el CNPq y la CAPES para el desarrollo de este trabajo.

REFERENCIAS

- [1] Benvenuti, M., Cravação de tubulões a céu aberto para melhoria da capacidade de carga em solos colapsíveis. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. EESC/USP. São Carlos-SP. 2001.
- [2] Camapum De Carvalho, J., GITIRANA JR., G. F. N. . Considerações sobre parâmetros de resistência de solos tropicais. In: II Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, 2005, Goiânia. Anais do II Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, v. 1. pp. 183-191. 2005.
- [3] Camapum De Carvalho, J., Beneveli, R.M., Silva, C.M., Ferreira, E.S., Fernandes, R.M., Reflexão sobre a análise de resultados de provas de carga estática. II Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste. UFG, Goiânia-GO, pp. 349-353. 2005.
- [4] Cavalcante, E.H., Danzinger, F.A.B., Giacheti, H.L., Coutinho, R.Q., Souza, A., Kormann, A.C.M., Belincanta, A., Pinto, C.S., Costa Branco, C.J.M., Ferreira, C.V., Carvalho, D., Marinho, A.M., Cintra, J.C.A., Dourado, K.C.A., Moraes, L.S., Albuquerque Filho, L.H., Almeida, M.S.S., Gutierrez, N.H.M., Albuquerque, P.J.R., Chamecki, P.R., Cunha, R.P., Teixeira, R.S., Menezes, S.M., Lacerda, W.A., Campos experimentais brasileiros. Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, nº 111, pp. 99-205. 2007.
- [5] Guimarães, R.C., Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-091A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p. 2002.
- [6] Ibanez, L., Pruebas de carga no destructivas en pilotes. DYNA, nº 155, pp. 57-61. 2008.
- [7] Mascarenha, M.M.A., Influência do recarregamento e da sucção na capacidade de carga de estacas escavadas em solos porosos colapsíveis. Dissertação de Mestrado, Publicação nº G.DM-098A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141 p. 2003.
- [8] Mascarenha, M.M.A., Camapum de Carvalho, J.; Guimarães, R.C. Uso de dados pluviométricos na avaliação da capacidade de carga de estacas escavadas. V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Editor Orenccio Monje Vilar, EESC/USP, São Carlos – SP, vol. 1, pp. 363-367. 2004.
- [9] Van Der Veen, C., The bearing capacity of a pile. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, vol. 2, pp. 84-90. 1953.