

Journal of Engineering Research

EL SIGUIENTE NIVEL EN LA INTERPRETACIÓN DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Nicolas Echeverri Pinto

Risiko engineering and risk management
SAS

All content in this magazine is licensed under a Creative Commons Attribution License. Attribution-Non-Commercial-Non-Derivatives 4.0 International (CC BY-NC-ND 4.0).



Resumen: Tradicionalmente el ensayo de penetración estándar (SPT) ha sido el ensayo más utilizado para la exploración de suelos desde hace más de 50 años. A pesar de sus importantes limitaciones y a la existencia de ensayos más sofisticados, el ensayo SPT sigue siendo un ensayo común en la práctica rutinaria de la ingeniería geotécnica. La falta de generalización de las correlaciones sumado a la falta de un marco conceptual teórico sólido para la interpretación del ensayo ha impedido su posicionamiento como un ensayo de alta confiabilidad para la caracterización geotécnica. No obstante, lo anterior durante la década de 1980, se desarrolló una línea de investigación que fundamentaba la interpretación del ensayo en la propagación de ondas mecánicas en el sistema. Los hallazgos de estos ensayos fueron retomados por investigadores en Brasil, quienes extendieron las investigaciones, logrando aplicar exitosamente modelos matemáticos para la solución de la ecuación de onda junto con modelos constitutivos similares a los usados en el análisis de pruebas dinámicas de carga en pilotes (PDA), logrando por primera vez demostrar que la mecánica del ensayo SPT puede ser interpretada como un sistema mecánico en el cual la energía introducida al sistema por el impacto de un martillo se transforma en trabajo mecánico de las fuerzas no conservativas aportadas por el suelo como reacción del sistema. Considerando las pruebas instrumentadas de ensayos SPT que se han realizado en Colombia, los cuales han permitido calibrar las variables de los equipos utilizados en los ensayos, se utilizaron los resultados de los nuevos modelos de interpretación del ensayo SPT para la obtención de parámetros geomecánicos (V_s , S_u y σ'), en dos proyectos diferentes: Uno en la instalación portuaria ubicada a 5 km del municipio de Tolú y el otro ubicado al lado del club de la policía en la ciudad de Bogotá. Los

resultados obtenidos fueron comparados con ensayos de laboratorio, ensayos tipo CPTU y parámetros retrocalculados a partir de pruebas PDA, mostrando una correspondencia y equivalencia de los parámetros obtenidos a partir del nuevo modelo de interpretación del ensayo SPT demostrado su validez.

INTRODUCCIÓN

Apesar que desde principios del siglo XXI, se ha reconocido que la obtención del número de penetración estándar como resultado único de la ejecución de una prueba in-situ tipo SPT no es suficiente para cuantificar la totalidad de las propiedades geotécnicas de un depósito de suelo (Mayne, 2010), el ensayo SPT sigue siendo, en muchos casos la única información disponible con la que muchos ingenieros geotécnicos cuentan a la hora de analizar o diseñar una estructura geotécnica.

Por otro lado, debido a la necesidad de tener herramientas de caracterización geotécnica de bajo costo que permitan obtener parámetros geotécnicos directamente de mediciones in-situ, que por un lado permitan superar los inconvenientes que se presentan al obtener muestras inalteradas de suelo y, por el otro permitan obtener una cantidad de datos lo suficientemente representativa para poder identificar las variaciones laterales y en profundidad de las propiedades características de un depósito de suelo, se hace indispensable contar con herramientas de caracterización de suelos in-situ cuyas mediciones estén fundamentadas en sólidos fundamentos físicos y matemáticos cuyas ecuaciones hayan sido validadas contra evidencia experimental en campo y sean válidas a nivel universal.

Esta problemática ha motivado el estudio y desarrollo de herramientas como el presiómetro de Menard y el piezocono (CPTU), cuya interpretación basada en modelos híbridos fundamentados en la teoría

de expansión de cavidades y la mecánica del estado crítico (CSSM) han permitido obtener ecuaciones confiables para la obtención de propiedades geotécnicas a partir de este ensayo (Mayne, 2006).

En el caso del ensayo SPT, durante el año 1978, Schmertmann planteó la necesidad de normalizar el ensayo bajo un nuevo marco teórico (Schmertmann, 1978), el cual pudiera tener en cuenta la propagación de ondas a través del sistema, pero no fue sino hasta la publicación de una serie de artículos encabezados por Fernando Schnaid, (Schnaid, 2005), (Odebrecht, et al., 2005), (Schnaid, et al., 2007), (Schnaid, 2009), en los cuales se planteó un nuevo modelo conceptual fundamentado en el teorema del trabajo y la energía, que el ensayo SPT encontró un sólido marco conceptual para su interpretación. En este nuevo modelo, la energía transmitida al sistema, produce un desplazamiento de las partículas de suelo, las cuales reaccionan generando una fuerza de reacción, cuantificable.

Investigaciones posteriores de los mismos autores han permitido plantear modelos para el mecanismo de penetración del muestreador (Lobo, et al., 2013), mediante el cual es posible identificar las propiedades geotécnicas a las cuales el ensayo es sensible y por ende deducir las ecuaciones correspondientes para su respectivo cálculo.

La correspondencia entre las ecuaciones teóricas deducidas del nuevo modelo conceptual junto con los ensayos de laboratorio (Schnaid, 2009), han permitido generar comparaciones directas entre los valores de penetración del CPT con los valores de penetración del ensayo SPT para suelos granulares sugiriendo que el nuevo modelo conceptual propuesto evita la necesidad de introducir valores empíricos de ajuste (Schnaid, et al., 2017).

Aun cuando el nuevo modelo conceptual es atractivo, éste debe ser sometido a prueba bajo condiciones rutinarias de uso del ensayo SPT en la práctica colombiana con el fin de poder determinar su aplicabilidad como un nuevo modelo de interpretación para el ensayo.

En las siguientes secciones se presentará una metodología para la obtención de los parámetros geotécnicos: Velocidad de onda de corte (V_s), ángulo de fricción pico efectivo del suelo (ϕ') y la resistencia al corte en condición no drenada (S_u), cuyos resultados serán comparados y validados a la luz de otros ensayos realizados en los mismos lugares.

NUEVO MODELO CONCEPTUAL PARA LA INTERPRETACIÓN DEL ENSAYO SPT

El nuevo modelo de interpretación del ensayo SPT se fundamenta en el teorema del trabajo y la energía. En este modelo, la energía potencial máxima viene dada por la ecuación derivada por (Odebrecht, et al., 2005), la cual combinada con el principio del trabajo y la energía permite el cálculo de la fuerza dinámica (F_d) ejercida por el sistema (ver ecuación 1).

$$E_{pm} = W_{nc} = F_d \cdot \Delta s \quad (1)$$

En la ecuación 1 E_{pm} , es la energía potencial máxima total aportada al sistema, W_{nc} , es el trabajo de las fuerzas no conservativas, F_d es la fuerza dinámica y Δs , es la penetración del muestreador en cada impacto del martillo.

Dado que la energía total del sistema al momento de generar un impacto es esencialmente energía potencial, (Odebrecht, et al., 2005) derivaron la energía potencial del sistema incluyendo las pérdidas de energía que ocurren al momento que el martillo genera un impacto. Al combinar la ecuación de la energía potencial junto con la ecuación

1 se obtiene una expresión para calcular la fuerza dinámica (F_d) (ver ecuación 2).

$$F_d = \frac{\eta_3 \eta_1 \cdot (h_c M_M g) + \eta_3 \eta_1 \cdot (\Delta s M_M g) + \eta_3 \eta_2 (\Delta s M_B g)}{\Delta s} \quad (2)$$

En la ecuación 2 h_1 , h_2 y h_3 son factores que tienen en cuenta las pérdidas de energía. h_1 tiene en cuenta la eficiencia del martillo, y de acuerdo con las mediciones realizadas por (Rodríguez & Echeverri, 2009) y (Restrepo, et al., 2013), $h_1 = 0,7$, mientras que $h_2 = 1$ y $h_3 =$, siendo L la longitud de las varillas en el ensayo. h_c es la altura de caída del martillo (usualmente 0,75m), M_M , es la masa del martillo (usualmente 63,5kg), g es la aceleración de la gravedad ($9,81\text{m/s}^2$) y M_B es la masa de las varillas usadas en el ensayo.

Aun cuando la penetración del muestreador en cada impacto durante un ensayo SPT no se cuantifica, es altamente recomendable realizarlo para cuantificar de la manera mas precisa posible el valor de la fuerza dinámica. Sin embargo, los resultados de las investigaciones realizadas por (Rodríguez & Echeverri, 2009) y (Lobo, et al., 2009) demuestran que suponer una razón de cambio constante entre la penetración del muestreador y el número de golpes es una suposición adecuada. Así la penetración se puede calcular como: $D_s = (30\text{cm/N})$.

En la ecuación 2 la F_d , la cual es derivada del proceso físico y mecánico que ocurre al ejecutar el ensayo SPT, puede ser considerada como un parámetro alternativo al número de penetración estándar (N).

CÁLCULO DE PARÁMETROS GEOMECÁNICOS

Como se ha mencionado, obtener la totalidad de los parámetros geomecánicos necesarios para caracterizar un suelo a partir del registro de una sola variable es insuficiente. No obstante, la interrelación que existe entre ciertas propiedades del suelo

como en el caso la capacidad portante (q_u) con el ángulo de fricción interna del suelo (ϕ') o entre la velocidad de onda de corte (V_s) y el módulo de corte a bajas deformaciones (G_o), permite aprovechar ésta interdependencia para calcular algunas propiedades del suelo a partir de otras.

La consistencia de las propiedades medidas y calculadas durante la caracterización de un determinado depósito de suelo es lo que permite validar los resultados obtenidos a partir de diferentes ensayos como el SPT. En este sentido propiedades obtenidas por métodos diferentes deben dar el mismo valor dentro del rango de error de la medición o cálculo.

Para poder calcular las propiedades V_s , ϕ' y S_u , es necesario recurrir a la ecuación reportada por (Schnaid, 2009) en la cual se relaciona el módulo a bajas deformaciones con el valor del número de penetración estándar corregido al 60% de la energía potencial máxima que ingresa al sistema (N_{60}) (ver ecuación 3). Para la normalización de la energía al 60% se utiliza una energía promedio $E_p = 55\%$ según los datos reportados por (Restrepo, et al., 2013).

$$G_o = (V_s)^2 \cdot \left(\frac{\gamma_t}{g}\right) = A \cdot \sqrt[3]{N_{60} \sigma'_v p a^2} \quad (3)$$

Además del número N , el valor de la constante A es variable según el tipo de suelo (Schnaid, 2009). Sin embargo, para el espectro de suelos considerado el cual contiene arenas no estructuradas, limos y arcillas blandas el valor de la constante A se toma como 380 para suelos arenosos, 320, para suelos limosos y 200 para suelos arcillosos.

Aun cuando los límites de la constante A varían entre 200 y 450 (Schnaid, 2009), y no hay recomendaciones para suelos arcillosos, los suelos arcillosos analizados en este estudio se ajustaron considerablemente bien a los valores reportados como se verá en la sección 4.

Por otro lado, diversos intentos (Lobo, et al., 2013) y (Lobo, et al., 2009) se han realizado para obtener expresiones mas confiables para la estimación del módulo a bajas deformaciones a partir de la fuerza dinámica (F_d). Sin embargo, la complejidad y falta de sensibilidad del módulo a los modelos mecánicos propuestos hacen de la ecuación 3, idónea para el cálculo de G_o .

Continuando con la descripción de las variables, de la ecuación 3 "pa" es presión atmosférica (tomada como 100kPa) y s'_v es el esfuerzo efectivo calculado según la ecuación de Terzaghi en la cual: $s'_v = s_t - u$. Siendo s_t el esfuerzo total calculado como el producto del peso unitario total (g_t), por la profundidad (z).

A su vez el peso unitario, se relaciona con la velocidad de onda de corte (V_s) por la expresión encontrada por (Mayne, 2007), en la cual tuvo en cuenta todo tipo de geomateriales desde arcillas blandas hasta rocas.

$$\gamma_t \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] = 8,32 \cdot \text{Log}_{10}(V_s) - 1,61 \cdot \text{Log}_{10}(z) \quad (4)$$

Las ecuaciones 3 y 4 se combinaron utilizando el método numérico de bisección para calcular iterativamente el valor de la velocidad de onda de corte (V_s) hasta que en dos iteraciones sucesivas el valor del módulo cambiara en un valor inferior a 0,001.

Con la implementación de este método se logra obtener un valor confiable de la velocidad de onda de corte (V_s) que a su vez permite obtener un peso unitario consistente con el tipo de material y por ende un valor confiable del módulo de corte a bajas deformaciones G_o .

Conocida la rigidez del suelo, se puede postular, para el cálculo de los parámetros de resistencia del suelo, que la fuerza dinámica (F_d) durante el ensayo de penetración estándar es igual la fuerza (F_c) requerida para generar una falla por capacidad portante del suelo. De esta forma:

$$F_d = F_e = q_u \cdot A_M \quad (5)$$

En la ecuación 5, A_M representa el área circular del muestreador y q_u la capacidad portante del suelo. La equivalencia presentada en la ecuación 5 ha sido previamente postulada por (Schnaid, et al., 2009) con buenos resultados. No obstante, al ser una equivalencia con la ecuación general de capacidad portante, la ecuación original propuesta por (Schnaid, et al., 2009) se puede reescribir para incluir los factores de forma del muestreador y considerar el factor de carga N_c . De esta forma la ecuación general de capacidad de carga incluyendo los factores de forma quedaría:

$$F_e = A_M \cdot \left(N_{CB} S_{CB} + \sigma'_m N_q S_{qB} + \frac{1}{2} D_i N_{yB} S_{yB} \right) + A_l \gamma_t \cdot z \cdot K_o \cdot \tan \left(\frac{2}{5} \varphi \right) \quad (6)$$

En la ecuación 6 las variables N_{CB} , N_q y N_y son los factores de carga aproximados por (Lang, et al., 2007); D_i es el diámetro interno del muestreador (usualmente 38mm); A_l es el área la sección lateral del muestreador ($pD_i h_L$) y h_L (usualmente 80cm) es la longitud del muestreador.

s_{CB} , s_{qB} y s_{yB} son los factores de corrección de forma dados por (Lang, et al., 2007) y el esfuerzo promedio s'_m viene calculado por la ecuación 7, en la cual K_o es el coeficiente de tierras en reposo.

$$\sigma'_m = \frac{1 + 2K_o}{3} \quad (7)$$

Las demás variables de la ecuación 6 han sido descritas en párrafos anteriores. Así mismo es importante resaltar que la ecuación 6 tiene dos partes, la primera considera el efecto de la capacidad portante por la punta determinada por el área A_B y otra que tiene en cuenta la resistencia que genera el fuste del muestreador definido por el área A_l .

Por otro lado, la ecuación 6 implica el cálculo del coeficiente de tierras en reposo (K_o), el cual no solamente depende del ángulo de fricción interna del suelo sino de la relación de sobre consolidación del suelo (RSC). En ausencia de mediciones mas precisas, (Mayne , 2006), encontró una relación entre el esfuerzo de pre-consolidación (s'_p) y el valor de V_s (ver ecuación 8).

$$\sigma'_p = 0,107 \cdot V_s^{1,47} \quad (8)$$

Con la posibilidad de calcular el valor de la RSC, a partir del valor de V_s , se puede utilizar otra ecuación desarrollada por (Mayne & Kulhawy, 1982) en la que demuestran que el valor K_o está íntimamente relacionado con el valor de ϕ' y con la RSC (ver ecuación 9).

$$K_o = (1 - \sin \phi') \cdot RSC^{\sin \phi'} \quad (9)$$

Con los parámetros obtenidos de las ecuaciones 3,4,8 y 9 se puede calcular la capacidad portante del muestreador al momento de la penetración mediante la ecuación 6.

Al igualar las ecuaciones 5 y 6 y aplicar el método de bisección se puede calcular, al igual que se hizo con el valor de V_s , el valor de ϕ' .

La ventaja de este método para el cálculo de ϕ' radica en que es aplicable a cualquier tipo de suelo y no depende de condiciones específicas de un determinado lugar, lo que, sumado al fundamento teórico aportado por las ecuaciones de capacidad portante, proveen un sólido marco teórico para el cálculo de éste importante parámetro geomecánico.

Hasta el momento con los procedimientos descritos se han podido calcular los parámetros geomecánicos: V_s y ϕ' , restando únicamente el cálculo del S_u .

Al igual que para el caso del ángulo de

fricción (ϕ') se puede emplear la misma ecuación general de capacidad de carga para el cálculo de la resistencia no drenada del suelo transformando la ecuación 6 para el caso de un suelo en condición no drenada (ver ecuación 10)

$$S_u = \frac{\left(\frac{F_d}{1.5}\right) - \gamma_t \cdot z \cdot A_M}{(N_c A_M + \alpha A_l)} \quad (10)$$

Donde los parámetros N_c y a son el factor de carga para una condición no drenada (N_c) el cual se puede tomar como constante e igual a 30 según (Schnaid, et al., 2009) y el factor de adhesión (a) entre el muestreador y el suelo. Este factor puede variar entre 0,4 y 1,0, aunque de acuerdo con los datos y ecuaciones reportadas por (Doherty & Gavin, 2011) se toma como referencia un valor constante e igual a 0,5. La ecuación 10 derivada originalmente por (Schnaid, et al., 2009) ha sido validada para suelos arcillosos en Brasil con buenos resultados.

APLICACIÓN EN PROYECTOS

Al capturar los aspectos mas importantes del mecanismo de penetración que se produce cuando el muestreador desciende en el suelo con cada golpe, se pueden identificar los principios físicos y mecánicos que permiten desarrollar ecuaciones mas generales que pueden ser aplicadas independientes del tipo geomaterial que se esté ensayando. De esta forma es posible generar una práctica mas universal y realmente estándar en el ensayo SPT. Sin embargo, las ecuaciones derivadas deben ser sometidas a prueba bajo condiciones rutinarias de exploración en geotecnia. Por esta razón, se escogieron dos proyectos cuya composición litológica, origen y resistencia es diferente.

Por un lado, esta el proyecto ubicado cerca del municipio de Tolú, en cual se encuentran depósitos de origen marino aluvial, de playa y de manglar (Qma, Qmp y Qmn) altamente

variables en su litología y rigidez que a su vez permiten encontrar rocas arcillosas y arenosas (Pgsc) a bajas profundidades debido a la influencia del cinturón de San Jancito (ver Figura 1).

Este proyecto fue escogido no solamente por su variedad geológica sino por ser un proyecto donde se cuenta con buena información geotécnica como mediciones con piezoconos sísmicos (SCPTU), pruebas de carga dinámica, ensayos de laboratorio y pruebas de carga dinámica (PDA).

El perfil característico del proyecto junto con la ubicación de las pruebas de carga dinámica (PDA) se muestran en la Figura 2.

Los resultados al aplicar las ecuaciones y procedimientos descritos muestran una buena concordancia entre las propiedades geotécnicas medidas por diferentes métodos (ver Figura 3).

La fortaleza de métodos como el SCPTU quedan demostradas, dado que esta herramienta es capaz de captar las variaciones en pequeños intervalos de profundidad, mientras que el SPT y los parámetros retro calculados a partir de las pruebas PDA, muestran variaciones menos abruptas y hay pequeñas variaciones que por la tasa de muestreo a la cual se realizan estos ensayos, son incapaces de detectar estos cambios. También es importante observar como en la variabilidad de los depósitos muestra que en la zona donde está ubicada la prueba PDA y el ensayo SPT, el estrato aluvial fino tiene ángulos de fricción un poco mayores a los que se encuentran en la zona donde se realizó el ensayo SCPTU (ver Figuras 2 y 3).

En cuanto al SPT es importante mencionar como los resultados obtenidos con las ecuaciones propuestas en la sección 3 son coherentes con las propiedades obtenidas en los ensayos: SCPTU, PDA y de laboratorio (ver Figura 3). En este sentido se puede afirmar que el SPT es capaz de detectar los cambios mas

relevantes del perfil de suelos y las propiedades obtenidas a partir de las ecuaciones derivadas para el ensayo SPT son validas y coherentes.

El segundo proyecto ubicado en ciudad de Bogotá entre el cerro de Suba y la Avenida Boyacá al norte del club de la policía es una zona geológicamente compleja dado que el proyecto se encuentra en una transición entre dos zonas según la microzonificación sísmica de Bogotá (MZSB) (Secretaría Distrital de Planeación, 2010). Sin embargo, los resultados de las pruebas SPT, CPTU, ensayos de laboratorio y pruebas de dispersión de ondas superficiales (MASW), demuestran que el perfil en sus primeros 17m de profundidad presenta características típicas del depósito lacustre de la sabana de Bogotá (ver Figura 4).

Las propiedades calculadas a partir de la fuerza dinámica (F_d) para el cálculo de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u), muestran concordancia y coherencia en profundidad. De esta gráfica es importante resaltar como los métodos de cálculo a partir de la teoría del estado crítico (CSSM) coinciden con los métodos tradicionales de cálculo basados en el factor N_{kt} y estos a su vez coinciden con ensayos de compresión confinada en el laboratorio y con los resultados del ensayo SPT (ver Figura 5).

Así mismo es importante resaltar la discordancia entre el valor del S_u calculado a partir la teoría del estado crítico y los valores obtenidos por las otras metodologías en los primeros 3m del perfil, lo cual es un indicio claro de la posición del nivel freático, dado que el método basado en CSSM, solo aplica para suelos saturados que generan exceso de presiones de poros como consecuencia de las trayectorias de esfuerzos que se generan durante el proceso del ensayo (ver Figura 5). A partir de los 3m de profundidad se puede observar como todas las mediciones coinciden razonablemente bien sin importar el método de medición o cálculo empleado.

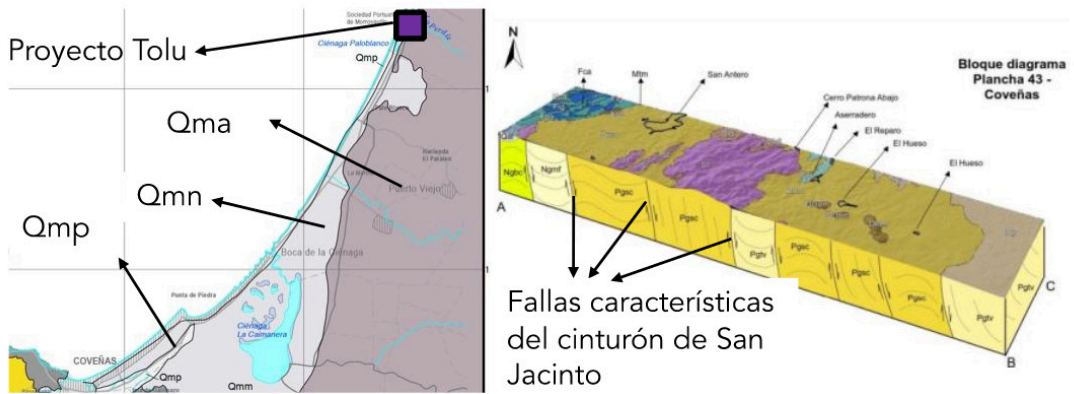


Figura 1. Geología del proyecto Tolu. Imágenes tomadas de (Servicio Geológico Colombiano, 2016).

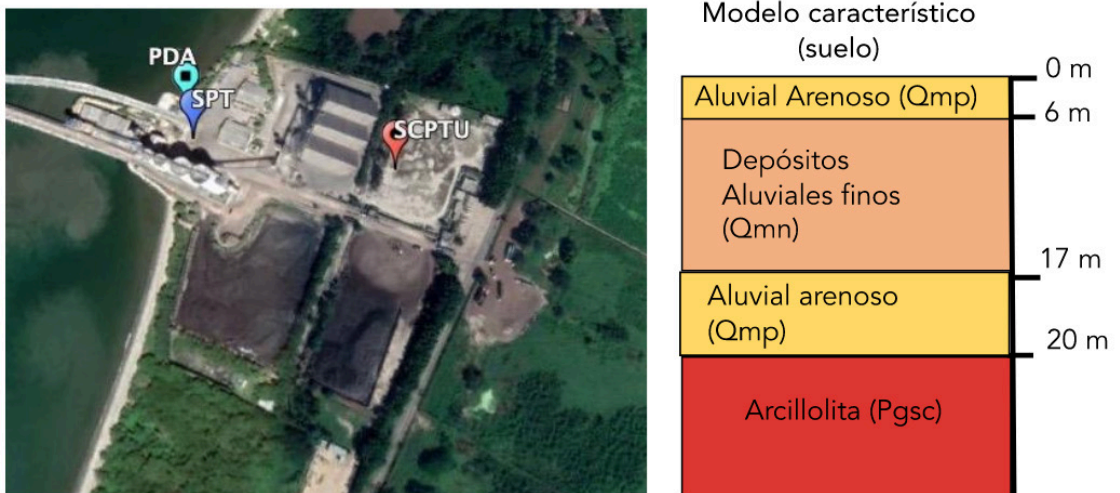
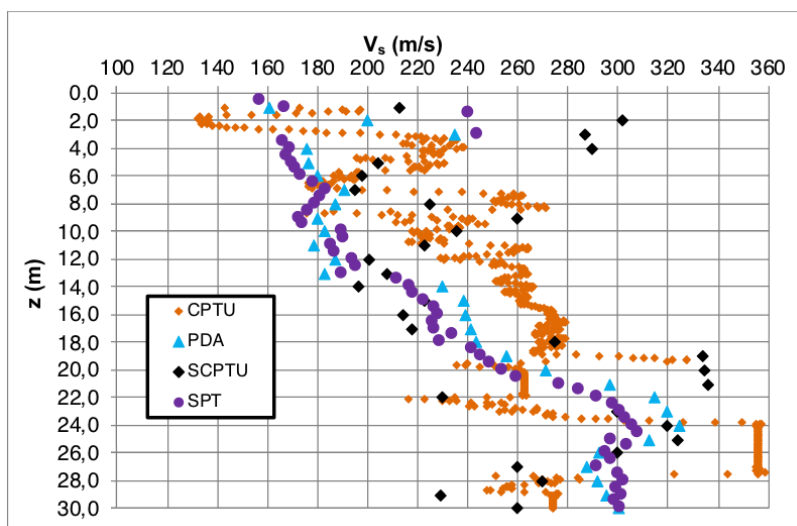


Figura 2. Perfil de suelos identificado en el proyecto de Tolu.



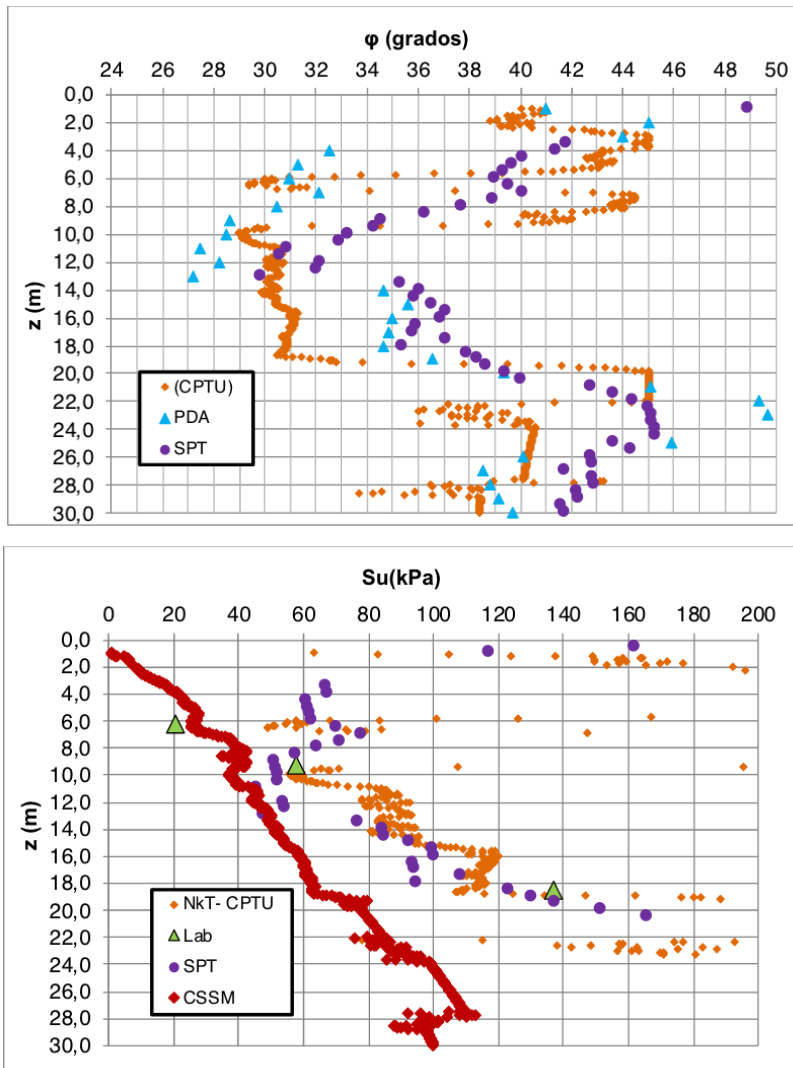


Figura 3. Comparación entre las propiedades geotécnicas calculadas a partir de diferentes métodos.



Figura 4. Perfil de suelos característico del proyecto y división por tipo de material según la MZSB.

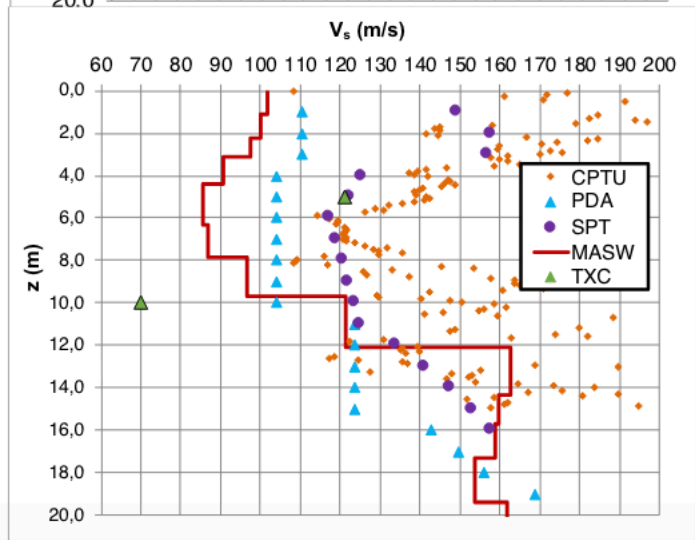
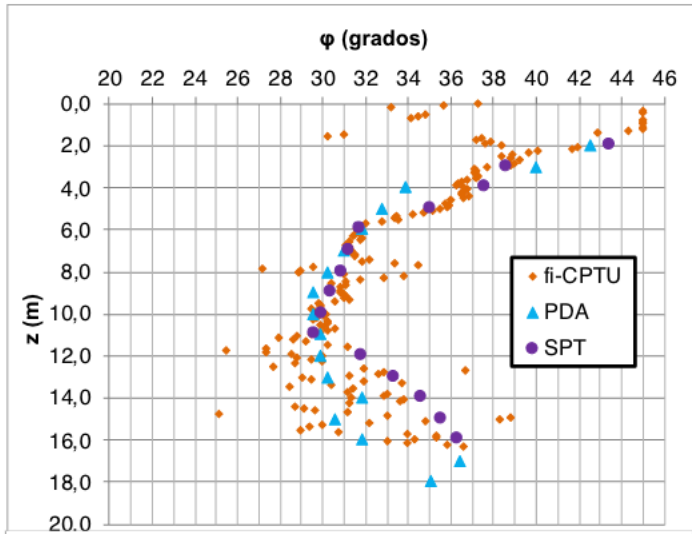
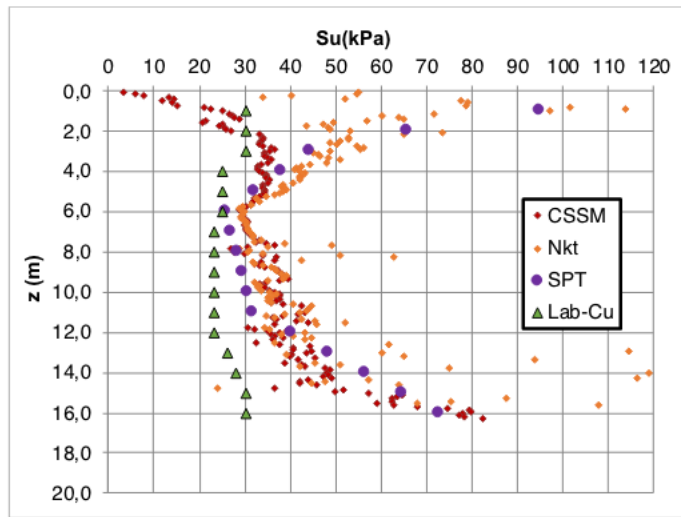


Figura 5. Comparación entre propiedades geotécnicas medidas y calculadas por diferentes métodos. En la figura TXC, indica ensayo triaxial cíclico.

Esta es la razón por la cual en el proyecto de Tolu la tendencia del S_u en profundidad basado en el método de la teoría del estado crítico (CSSM) no concuerda con los otros métodos indicando la falta de generación de exceso de presiones de poros del depósito lo que da indicios que los materiales son de carácter mas limoso que arcilloso (ver Figura 4).

En cuanto a los resultados obtenidos para la variación de la velocidad de onda de corte (V_s) se puede observar como los depósitos arcillosos son altamente susceptibles al remoldeo como se puede apreciar de los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales cíclicos y de las compresiones confinadas (puntos verdes en la gráfica de la variación del S_u en profundidad) (ver Figura 5). También se puede observar como el método de dispersión de ondas superficiales (MASW) tiene dificultades para encontrar el valor exacto de V_s cuando en su procesamiento no se incluyen modos superiores, el perfil de suelos se caracteriza por tener un estrato de mayor rigidez sobre un estrato de menor rigidez y el espaciamiento entre geófonos es mayor a 1m. Sin embargo, a partir de los 3m cuando el depósito se encuentra saturado los valores de V_s son consistentes y concuerdan muy bien entre si. También es importante observar como los métodos del CPTU, no producen mejores estimaciones que las que se pueden llegar a obtener con el ensayo SPT, indicando por un lado la validez y robustez del método presentado en este artículo y por el otro también resaltan la importancia de la combinación de diferentes herramientas de exploración geotécnica para la obtención de parámetros geotécnicos.

En el caso concreto del proyecto de la ciudad de Bogotá, es importante resaltar que el método MASW tiene una precisión de un 10% del valor exacto de V_s , (Xia, et al., 2002) lo que permite concluir que tanto los métodos

basados en medición de ondas (MASW) como los métodos basados en las ecuaciones derivadas del ensayo CPTU y SPT son válidos y consistentes entre si a lo largo del perfil de suelos blandos encontrado.

CONCLUSIONES

A partir del nuevo modelo conceptual que se estableció para el ensayo SPT, el cual combinado con las ecuaciones de capacidad portante establecidas para fundaciones y pilotes, permite derivar los parámetros de resistencia (f' y S_u) para suelos granulares y finos de forma general y confiable sin la necesidad de recurrir a correlaciones empíricas, dado que los principios físicos y mecanismos de falla inidentificados en los ensayos de penetración hacen posible la generalización de las ecuaciones presentadas para diversos tipos de suelos.

Por otro lado, aun cuando no es posible relacionar la rigidez de los suelos representados por el módulo de corte a bajas deformaciones, con la fuerza dinámica (F_d) de tal forma que sea sencillo y confiable estimar la velocidad de onda de corte (V_s) a partir de este parámetro, la normalización establecida con el valor N_{60} produce resultados razonables y confiables que pueden considerarse adecuados siempre que la variación de este parámetro no comprometa ni los niveles de funcionalidad o de seguridad de las estructuras proyectadas. Al someter a prueba el nuevo modelo conceptual para interpretación del ensayo SPT en entornos geológicos variables y complejos, el modelo probó ser adecuado dado que puede producir resultados tan confiables como los que se pueden obtener a través de un ensayo CPTU. Lo anterior no quiere decir que el SPT pueda reemplazar al CPTU, lo que quiere decir es que para caracterizar adecuadamente un depósito de suelos, es necesario emplear diferentes técnicas de exploración geotécnica

cuyos resultados después de la ejecución de un ensayo sean lo suficientemente confiables para proveer la seguridad y certeza al momento de caracterizar los geomateriales. Esto se traduce en diseños mas seguros dado que el nivel de incertidumbre es menor. En este sentido, el nuevo modelo para la interpretación del ensayo SPT demuestra que los resultados obtenidos son confiables y representativos del entorno geológico donde se ejecuta el ensayo.

REFERENCIAS

Doherty, P. & Gavin, K., 2011. The Shaft Capacity of Displacement Piles in Clay: A State of the Art Review. *Geotechnical and Geological Engineering*.

Lang, H. J., J. H., P. A. & A. P., 2007. *Bodenmechanik und Grundbau*. 7 ed. Zürich: Springer.

Lobo, B. O., Schnaid , F., Rocha, M. M. & Odebrecht, E., 2009. *An approach to evaluate internal friction angle from dynamic penetration tests*. Alexandria, IOS Press.

Lobo, B. O., Schnaid, F., Rocha, M. M. & Howie, J. A., 2013. Analysis of sampler-soil interaction mechanism on dynamic penetration tests. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization*.

Mayne , P. W., 2006. In-Situ test calibrations for evaluating soil parameters. *Characterisation and engineering properties of natural soils* , pp. 1-56.

Mayne, P. W. & Kulhawy, F. H., 1982. Ko-OCR Relationships in soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 108(GT6), pp. 851-869.

Mayne, P. W., 2007. *Cone Penetration Testing State of the practice*, Washington: Transportation Research Board.

Mayne, P. W., 2010. *Enhanced In-Situ Testing for Geotechnical Analysis & Foundation Design*. Atlanta: GT Global Learning Center .

Odebrecht, E., Schnaid , F., Marcelo, R. M. & De Paula , G., 2005. Energy Efficiency for Standard Penetration Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , 131(10), pp. 1252-1263.

Restrepo , V. H., Rodriguez , J. A. & Echeverri Pinto , N., 2013. *Measurements of energy and dynamic force using instrumented SPT in a soil profile and wave propagation analysis*. London, Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4 - Coutinho and Mayne.

Rodriguez , J. A. & Echeverri , N., 2009. *Obtencion de la rigidez dinámica del suelo a partir de la medición de la energía en el ensayo de penetración estándar (SPT)*. Bogota, Universidad de los Andes - Sociedad colombiana de ingenieros.

Schmertmann, J. H., 1978. Use the SPT to Measure Dynamic Soil Properties ?-Yes, but...!. *Dynamic Geotechnical Testing* , Issue 654, pp. 341-355.

Schnaid , F., 2005. *Geo-Characterisation and properties of natural soils by in-situ tests*. Amsterdam, IOS Press.

Schnaid, F., 2009. *In Situ Testing in Geomechanics*. Londres: Taylor & Francis.

Schnaid, F., Lourenco, D. & Odebrecht, E., 2017. Interpretation of static and dynamic penetration tests in coarse-grained soils. *Géotechnique Letters*, Issue 7, pp. 1-6.

Schnaid, F., Odebrecht, E. & Rocha, M., 2007. On the mechanics of dynamic penetration tests. *Geomechanics and Geoengineering*, pp. 137-146.

Schnaid, F., Odebrecht, E., Rocha, M. M. & Bernardes, G. D. P., 2009. Prediction of Soil Properties from the Concepts of Energy Transfer in Dynamic Penetration Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(8), pp. 1092-1100.

Secretaria Distrital de Planeación, 2010. *Decreto 523: Microzonificación Sísmica de Bogotá*, Bogotá : s.n.

Servicio Geológico Colombiano, 2016. *MEMORIA EXPLICATIVA MAPA GEOMORFOLÓGICO APLICADO A MOVIMIENTOS EN MASA ESC 1:100.000. PLANCHA 43 – COVEÑAS*, Medellín : Ministerio de Minas.

Xia, J. y otros, 2002. Comparing shear-wave velocity profiles inverted from multichannel surface wave with borehole measurements. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volumen 22, pp. 181-190.