

UN MODELO HIPERBÓLICO DOBLEMENTE NORMALIZADO APLICABLE A LA CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

HERIBERTO ECHEZURÍA¹ Y ANGELIMAR RAMÍREZ²

¹Universidad Católica Andrés Bello. CIDI. e-mail: hechezur@ucab.edu.ve

²Universidad Católica Andrés Bello. e-mail: angelimarramirez@gmail.com

RESUMEN

El modelo que se describe en esta investigación permite estimar valores de parámetros para diseño ingenieril con tan solo cuatro parámetros del suelo: índice de plasticidad (IP); gravedad específica (Gs), contenido de material no plástico y contenido de humedad natural. Se demuestra una única correlación entre la relación de vacíos y la resistencia al corte, igualmente demuestra que la deformación plástica controla la respuesta al corte en suelos sobre consolidados. Es decir, un suelo sobre consolidado (OCR) responde como si estuviera normalmente consolidado (NC) a la presión máxima, pero a la presión de consolidación actual. El modelo también proporciona las curvas esfuerzo deformación y presión de poros deformación, a partir de curvas doblemente normalizadas de la resistencia al corte; primero, por el esfuerzo confinante y, luego, ese cociente por el seno del ángulo de fricción. Dichas curvas son hipérbolas, descritas por una ecuación única dependiente del IP, el cual es, a su vez, dependiente del contenido de material no plástico. El modelo aplica tanto para condiciones reales *in situ* con variaciones del confinamiento como para ensayos de corte simple (DSS) y triaxiales (TxT) considerando la curva de consolidación correspondiente. El modelo fue demostrado experimentalmente con data existente en la literatura y es una herramienta muy poderosa, confiable y aplicable en las Ingenierías Conceptual y Básica de Proyectos grandes que incluyen: Ingeniería, Procura y Construcción.

Palabras clave: índice de plasticidad, gravedad específica, comportamiento hiperbólico, relación de vacíos, esfuerzo, deformación, presión de poros, ingeniería, procura, construcción, conceptual, básica.

A HYPERBOLIC DOUBLE NORMALIZED MODEL APPLICABLE FOR GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION

ABSTRACT

The model described herein allows defining design values of engineering parameters by knowing only four soil properties, i.e., plasticity index (PI), specific gravity (Gs), non plastic material content, and natural water content. The model also allows preparing of both curves, stress deformation and pore-water-pressure deformation, from double normalized shear stress, firstly by the confining stress and secondly, by the sine of the friction angle. Resulting curves are hyperbolas depending on the soil PI and non plastic material content and are both described by a single equation with different parameter values. The model describes a unique correlation between shear strength and void ratio related to plastic deformation. Consequently, an over consolidated soil responds as normally consolidated at the maximum confining pressure, but at current confining stress. The model applies for actual *in situ* conditions as well as for direct simple shear (DSS) and triaxial (TxT) tests. All the functions described above for the model were demonstrated with available literature data. All these conditions make the model a valuable and reliable tool for Conceptual and Basic Engineering phases of large Engineering, Procurement and Construction Projects to use sound and robust design parameters in their early stages to produce highly reliable cost estimates.

Key words: plasticity index, specific gravity, hyperbolic behavior, void ratio, stress, deformation, pore water pressure, engineering, procurement, construction, basic, conceptual.

INTRODUCCIÓN

La capacidad de predecir el comportamiento del suelo con el menor número de ensayos es un reto fundamental en la Geotecnia. Existen etapas de los proyectos de ingeniería en las cuales la asignación de recursos es limitada, sin embargo, los resultados de las estimaciones de costos deben ser suficientemente robustas para permitir el avance a las siguientes etapas para la asignación de recursos y aprobaciones. En particular, las etapas de Ingeniería Conceptual y Básica de proyectos de envergadura que involucran fases de Ingeniería, Procura y Construcción (IPC), requieren las ingenierías antes indicadas, además de la Ingeniería de Detalles una vez definido el proyecto.

Ahora bien, los recursos para los estudios geotécnicos requeridos en la etapa de conceptualización son escasos, no obstante, dichos estudios son fundamentales para decisiones mayores relacionadas con la escogencia del sitio del proyecto y con la selección de los tipos de fundaciones de todas las obras importantes, además de los efectos sísmicos del lugar. En consecuencia, modelos que sean capaces de predecir lo más acertadamente posible las propiedades de los suelos con mínima inversión son muy importantes.

El modelo aquí descrito con base en el índice de plasticidad (IP) del suelo, fue desarrollado por Echezurúa (2015, 2017 y 2018) y verificado por Izarra y D'Onofrio (2018) y Ramírez (2019). El mismo está orientado a satisfacer la necesidad, planteada en el párrafo anterior, en proyectos IPC, particularmente, durante las etapas de las ingenierías Conceptual y Básica, ya que permite con limitada información establecer la adecuada caracterización geotécnica del perfil para definir valores robustos de los parámetros de diseño para fundaciones. De esta manera, se garantizan mejores estimados de los costos en dichas etapas para continuar el proceso de toma de decisiones.

Muchas de las propiedades ingenieriles de los suelos, y en particular, la resistencia al corte sin drenaje, se estudian con énfasis en la historia de esfuerzos. De hecho, el modelo “*Stress History and Normalized Soil Engineering Parameters*” denominado SHANSEP, presentado inicialmente por Ladd (1965) y aplicado por Ladd y Foote (1974), utiliza conceptos de la normalización de la resistencia al corte del suelo por el esfuerzo confinante. El modelo SHANSEP considera, además, la historia de esfuerzos o sobre consolidación (OCR). De acuerdo con el modelo presentado en esta investigación, el esfuerzo confinante es aquel bajo cuya acción el suelo consolida y cambia la relación de vacíos hasta lograr

el equilibrio. Se debe utilizar la ley de consolidación correspondiente según el tipo de ensayo. En lo que resta de este artículo se denominará el esfuerzo efectivo confinante como σ'_c . La expresión matemática del modelo SHANSEP, viene entonces dada por la siguiente expresión:

$$\left(\frac{Su}{\sigma'_c}\right)_{OC} = \left(\frac{Su}{\sigma'_c}\right)_{NC} OCR^n \quad (1)$$

La ecuación (1) indica que la resistencia al corte normalizada a un nivel de OCR cualquiera, es igual a la resistencia al corte normalizada en condiciones normalmente consolidadas (NC), multiplicada por el nivel de sobre consolidación (OCR) elevado a un exponente, n, el cual depende del tipo de ensayo. Así se tiene que, n=0,8 para DSS y 0,7 para TxT. El valor de la resistencia al corte normalizada para condiciones NC es una constante que depende del tipo de ensayo, con lo cual para DSS varía entre 0,22 y 0,24 y, para TxT, varía entre 0,3 y 0,33 (Ladd, 1965); (Ladd y Foote, 1974); (Lambe y Whitman, 1969).

Por otra parte, los cambios de volumen del suelo en el modelo se manejan con base en los parámetros de los ensayos de consolidación. Para ensayos DSS se utiliza la oedométrica, es decir, el índice de compresión, Cc, como el índice elástico de descarga_recompresión, Csr. Esos dos parámetros pueden ser estimados a partir del IP y, en efecto, Das (2014) presenta una serie de ecuaciones para tal fin. En particular, las ecuaciones de Kulhawy & Mayne (1990), indicadas más abajo, han sido utilizadas por los autores de este artículo y por Izarra y D'Onofrio (2018) con muy buenos resultados para arcillas con Gs=2,7, lo cual refuerza el modelo general que caracteriza el suelo arcilloso con base en el IP:

$$Cc = IP/74 \quad (2)$$

$$Csr = PI/374 \quad (3)$$

No obstante, dependiendo del tipo de ensayo, ambos parámetros pueden ser ajustados a condiciones isotrópicas utilizando las tablas y definiciones basadas en la Teoría Elástica disponibles para eso en Lambe & Whitman (1969, pp-153-164).

El modelo aquí descrito integra las respuestas del suelo a corte no drenado y en consolidación (tal como

se ilustra en la figura 1), en el cual cada suelo tiene una representación única en el espacio que depende del IP. Dicha representación única se proyecta en el plano de resistencia constituido por los ejes, $\tau - \sigma'$ o $\tau - p'$ como la envolvente de falla Mohr-Coulomb con el ángulo, ϕ , o con la envolvente de falla en trayectoria de esfuerzos, α . Esa misma representación única del suelo con el IP se proyecta en el plano horizontal con los ejes de esfuerzo, σ' y relación de vacíos, e , para constituir la ley de cambio de volumen como la curva de consolidación. Así quedan totalmente unidos todos esos parámetros que dependen del IP del suelo.

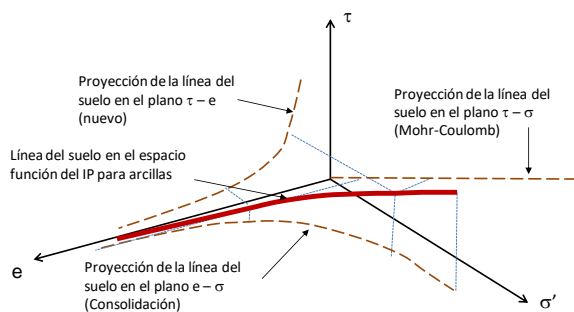


Fig. 1 Línea de un suelo con IP conocido en el espacio e e integración de los ejes de resistencia al corte y cambio de volumen para definir el nuevo plano $\tau - e$. Fuente: propia.

Nótese que, al unir los ejes de esa manera, aparece un nuevo plano de muy poco uso en la geotecnia descrito por el eje de resistencia al corte y la relación de vacíos: $\tau - e$. Tal como se verá más adelante, la correlación proyectada en este plano controla la respuesta al corte del suelo y es única e independiente del OCR (Echezuría, 2017). Esto no quiere decir que el modelo SHANSEP carezca de validez, por el contrario, el mismo funciona, solo que obviando la correlación $\tau - e$ y concentrándose en los esfuerzos, así, con el modelo aquí analizado –con base en el IP– se demuestra que los valores alcanzados con el SHANSEP son predichos también por la correlación única antes mencionada, considerando la última relación de vacíos alcanzada con la máxima carga soportada por el suelo (Echezuría, 2015, 2017); (Izarra y D’Onofrio, 2018); (Ramírez, 2019).

Por otra parte, el modelo que se presenta en este estudio demuestra que la ecuación (1) original del modelo SHANSEP, corresponde a un caso especial para arcillas con ángulo de fricción, ϕ , entre 10° y

13° , según se verá más adelante en este artículo. Sin embargo, esa misma correlación aplica para otros ángulos de fricción de las arcillas (Echezuría, 2015); (Privitera, 2016).

De acuerdo con el modelo representado en la figura 1, se evidencia que solo existe una correlación entre la resistencia al corte y la relación de vacíos, y que, para el caso de un suelo sobre consolidado, la resistencia al corte del suelo corresponde a la relación de vacíos que el mismo alcanzó al estar sometido al esfuerzo máximo pasado, esto se demuestra más adelante en este artículo. Así mismo, también se demuestra, en esa misma sección con el modelo de la figura 1, que la fracción elástica de la relación de vacíos no afecta la resistencia al corte, la cual es afectada solo por el cambio de volumen producido por la fracción plástica de la relación de vacíos.

Por otra parte, el modelo que se expone en este artículo comprueba, además, que las curvas normalizadas por el esfuerzo confinante en condiciones NC pueden volver a normalizarse por el valor del seno del ángulo de fricción, $\text{sen}(\phi)$, y que dichas curvas doblemente normalizadas corresponden a hipérbolas que dependen del IP. Por consiguiente, todos los parámetros de ingeniería del suelo quedan atados al IP y pueden predecir el comportamiento del suelo en condiciones NC. De tal manera que, si se realizan algunas pruebas de resistencia al corte, y al normalizar las mismas, no corresponden con las predicciones del modelo, eso significa que el suelo está siendo afectado por otras condiciones como sub consolidación por presencia de gases o porque está sobre consolidado.

En las secciones siguientes se describen los aspectos fundamentales del modelo, en particular, la normalización de los parámetros básicos y su forma de utilización. De igual forma, se definirán las curvas hiperbólicas aplicables tanto a la resistencia al corte como a la generación de las presiones de poros durante el corte no drenado.

Normalización de curvas esfuerzo deformación por el esfuerzo confinante

Tal como se ha mencionado, el modelo descrito por la figura 1, asocia: el ángulo de fricción con los cambios de volumen, la resistencia del suelo con la relación de vacíos y, todos esos parámetros, con el índice de plasticidad, IP para condiciones NC. De esa manera, este modelo es capaz de explicar la razón por la cual las curvas de esfuerzo deformación pueden ser normalizadas por el esfuerzo efectivo confinante para las arcillas tal como se ilustra en la figura 2 (Lambe y Whitman, 1969).

Para explicar el primer principio de la normalización se utiliza la resistencia al corte sin drenaje y las curvas esfuerzo deformación. A tal efecto, las tres curvas esfuerzo deformación de la figura 2a corresponden a la respuesta del suelo a tres esfuerzos confinantes distintos. Nótese que cada una tiene una resistencia al corte máxima diferente. No obstante, al dividir las ordenadas de dichas curvas por el esfuerzo confinante de cada ensayo, las tres curvas se convierten en una sola, es decir, la resistencia al corte máxima normalizada tiende a un valor único, tal como se ve a la figura 2b. El valor máximo de dicha curva normalizada es igual al cociente $\frac{Su}{\sigma'_c}$, el cual a su vez es igual al $\text{sen}(\phi)$. La doble normalización es posible ya que el seno del ángulo de fricción es función del IP y el contenido de finos no plásticos.

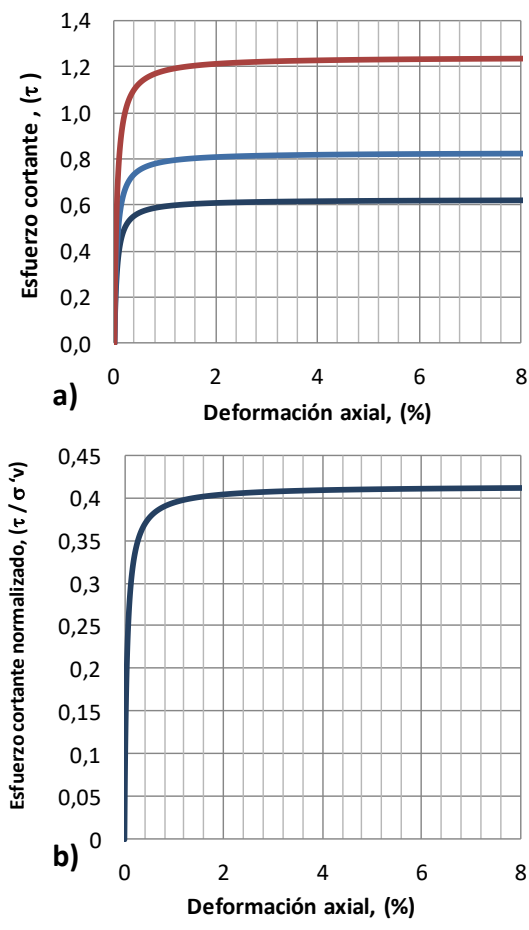


fig. 2 Concepto de normalización de las curvas de esfuerzo deformación de suelos al dividirlos por el esfuerzo confinante: a) ensayos de compresión a distintas presiones de consolidación, b) curva única obtenida al normalizar el esfuerzo cortante por el esfuerzo confinante. Fuente: propia.

Basándose en esto, Echezuría (2015) comenzó a utilizar esos criterios para unificarlos con el IP y luego aplicarlos a ensayos de corte simple (DSS) y triaxiales (TxT), utilizando el concepto de curvas hiperbólicas para las relaciones esfuerzo deformación con base en las definiciones introducidas por Kondner (1963) y posteriormente utilizadas por Duncan y Chang (1970).

La normalización de los módulos del suelo y su relación con las curvas normalizadas de esfuerzo-deformación

La justificación para realizar el modelo que aquí se describe, válida tanto para DSS y TxT, es que los módulos obtenidos de ambos ensayos están relacionados en la Teoría Elástica según la ecuación (4):

$$G_{\text{máx}} = \frac{E_{\text{máx}}}{2(1 + \mu)} \quad (4)$$

Donde, $G_{\text{máx}}$, es el módulo de corte máximo, $E_{\text{máx}}$, es el módulo de Young máximo y μ el coeficiente de Poisson.

De la misma manera, existen en la literatura varias correlaciones entre el módulo de corte máximo con el módulo de corte a cualquier valor de la deformación cortante para distintos valores del IP, tal como las mostradas esquemáticamente en la figura 3, de acuerdo con los hallazgos de Vucetic y Dobry; (1991) y Darendeli (2001). Es bueno destacar que si se hace la sustitución en la razón $\frac{G}{G_{\text{máx}}}$ es decir, del módulo cortante por el módulo de Young, E, se obtiene que la razón $\frac{E}{E_{\text{máx}}}$ resulta idéntica a la de $\frac{G}{G_{\text{máx}}}$ (Echezuría, 2015). Para consistencia con el tipo de ensayo, cuando se representa la degradación de los módulos de Young, solo que hay que cambiar las deformaciones cortantes, γ , por las axiales, ϵ .

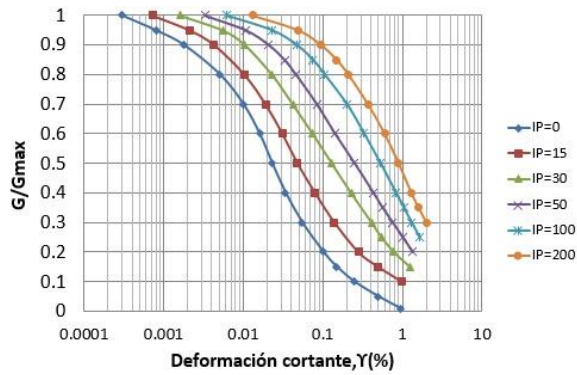


Fig. 3. Esquema de la degradación del módulo de corte 3 con el nivel de deformación cortante. Fuente: modificado de Vucetic and Dobry (1991).

Con base en lo anterior, las curvas de la figura 3, obtenidas utilizando curvas esfuerzo deformación $\tau - \gamma$, pueden ser aproximadas para $\sigma - \varepsilon$ utilizando las correlaciones entre las deformaciones de corte y las axiales según se muestra en la figura 4, (Echezuría, 2015). Dicha correlación, produce una muy buena aproximación con los valores reales medidos en los laboratorios, según se verá más adelante, en la sección de verificación del modelo.

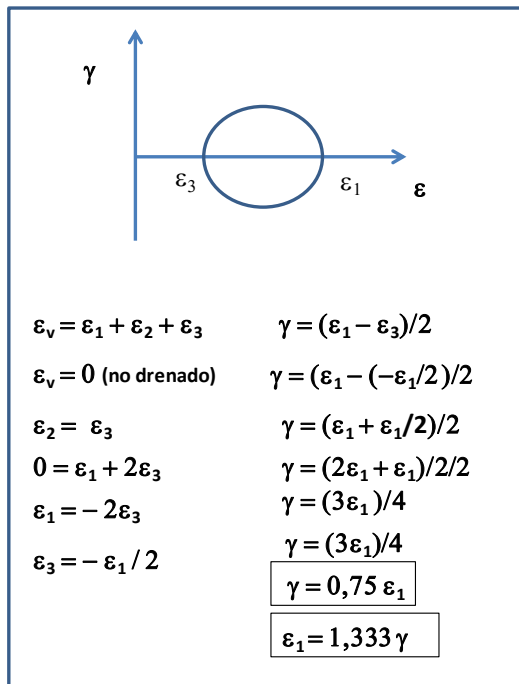


Fig. 4 Correlaciones entre las deformaciones de corte y axiales para condiciones no drenadas. Fuente: propia.

En consecuencia, durante los procesos de corte en cada tipo de ensayo, ambos módulos del suelo se degradan en la misma forma con respecto a sus valores máximos a medida que aumentan las deformaciones correspondientes y pueden utilizarse hipérbolas para ajustar las curvas de esfuerzo deformación de ensayos DSS y TxT. Es muy importante tener en cuenta que, de acuerdo con Vucetic y Dobry (1991) y Darendeli (2001), los módulos cortantes dependen del IP del suelo (véase la fig. 3), lo cual, aunado a lo indicado antes sobre la estrecha relación de ambos módulos entre sí, entonces justifica el uso de las curvas hiperbólicas tanto para procesos de corte DSS como TxT.

A partir de esos criterios, Echezuría (2015) preparó las curvas doblemente normalizadas; primero, por el esfuerzo confinante, y luego, por el seno del ángulo de fricción, ambas están contenidas en la figura 5a. Las mismas son aplicables a ensayos DSS y están listas para utilizarlas en procesos de cálculo. Esas mismas curvas pueden ser graficadas utilizando los inversos de las variables originales, con lo cual se obtienen líneas rectas, tal como se ilustra en la figura 5b. El procedimiento para obtener las hipérbolas se explica en la sección siguiente. De esta manera queda totalmente descrito y justificado el modelo basado en las curvas esfuerzo deformación hiperbólicas aplicables en los procesos de corte no drenado, tanto para DSS como TxT en condiciones NC.

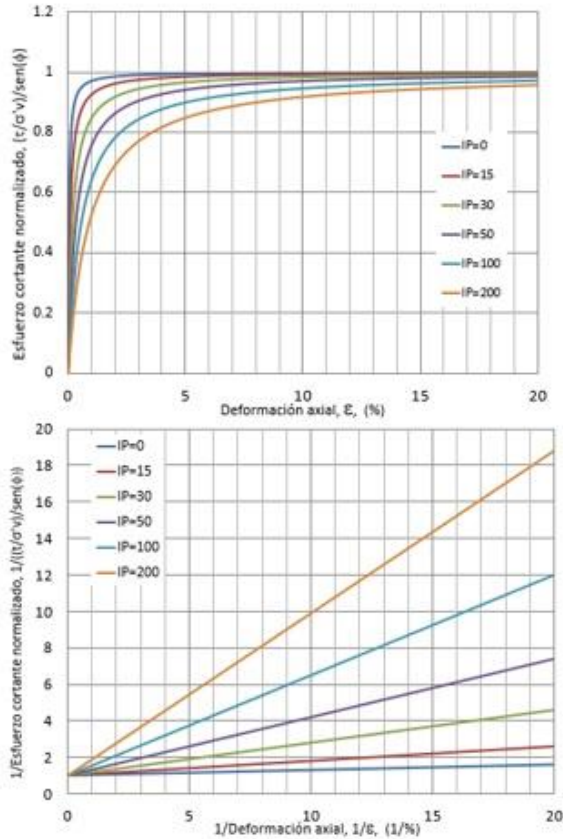


Fig. 5. a) Curvas de esfuerzo cortante normalizadas tanto por el esfuerzo confinante como por el máximo esfuerzo cortante o resistencia al corte (S_u) del suelo vs. deformación cortante, para distintos índices de plasticidad de los suelos. (b) Las mismas curvas con las variables en inverso se transforman en líneas rectas. Fuente: propia.

DESCRIPCIÓN DE LAS CURVAS HIPERBÓLICAS DOBLEMENTE NORMALIZADAS DEL MODELO

El modelo hiperbólico antes descrito y representado en la figura 1 para suelos con IP, se basa en el principio de que las curvas esfuerzo deformación del suelo pueden ser normalizadas, primero, por el esfuerzo confinante, σ'_c , y luego, por el seno del ángulo de fricción. Dichas curvas son hipérbolas y dependen del IP. Para el desarrollo del modelo, se utilizó la ecuación de la hipérbola de la forma siguiente:

$$X = \frac{N \theta}{\beta + \theta} \quad (5)$$

Donde:

- X , es el nivel de esfuerzo cortante, (τ) o desviador medio, $(\sigma_1 - \sigma_2)/2$, normalizado por el esfuerzo efectivo confinante, σ'_c , y por el seno del ángulo de fricción, ϕ , es decir: $X = \left[\frac{(\tau)}{\sigma'_c \cdot \text{sen}(\phi)} \right]$. Estas curvas se muestran en la figura 5a.
- θ es la deformación correspondiente según el tipo de ensayo, es decir, cortante, γ , cuando es DSS y, ϵ , cuando es TxT.
- N es una constante igual a 1, para ensayos TxT y 0,5 para DSS, la cual permite ajustar el tope de las curvas normalizadas por el esfuerzo confinante para cada tipo de ensayo considerando la diferencia en la trayectoria de esfuerzos.
- β es el parámetro que ajusta la curvatura de las hipérbolas. Su correlación con el IP se incluye en la figura 6.

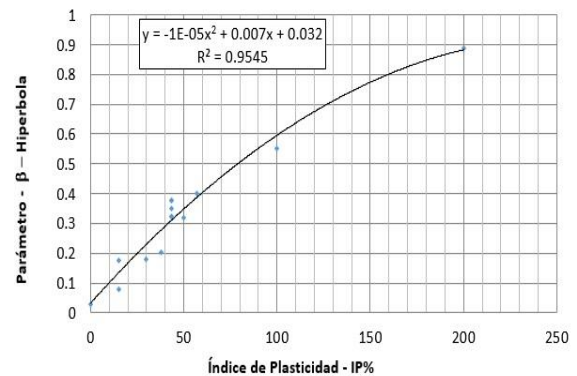


Fig. 6 Parámetros " β " de las funciones hiperbólicas en función del IP del suelo. Fuente: propia.

Por otra parte, Echezuría (2015, 2017) y Privitera (2016) han demostrado que el ángulo de fricción interna es función del contenido de finos no plásticos y del IP del suelo, según se muestra en la figura 7:

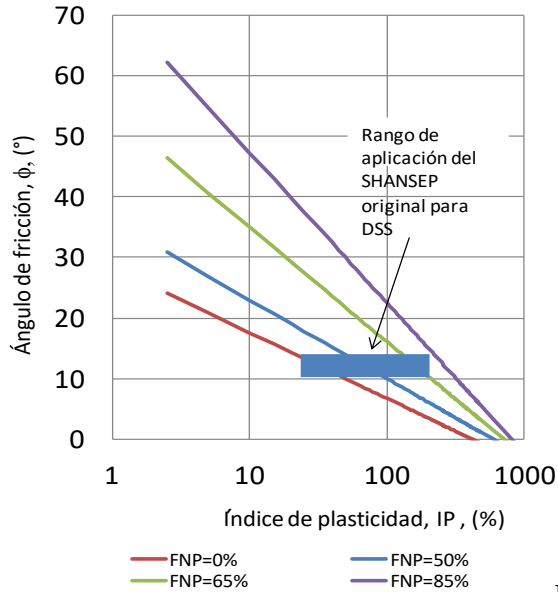


Fig. 7 Correlación entre el Índice de Plasticidad, IP con el ángulo de fricción, ϕ . Los valores mostrados para las líneas dentro de la figura corresponden al contenido de material no plástico. Fuente: propia.

$$\frac{su}{\sigma'_c} = \text{sen}(\phi) = C \quad (6)$$

Donde:

- su es la resistencia al corte sin drenaje.
- σ'_c es el esfuerzo efectivo confinante.
- ϕ es el ángulo de fricción del suelo que depende del IP y del contenido de material no plástico, según se indica en la fig. 7.
- C es una constante que depende del IP y el contenido de material no plástico.

En la figura 7 también se incluye el rango de aplicación del método SHANSEP original para DSS, el cual, como se mencionó antes, aplica para $10^\circ < \phi < 13^\circ$ (Echezuría, 2015, 2017, 2018); (Privitera, 2016).

Para completar el ajuste de las curvas hiperbólicas se debe seleccionar de la figura 8 el valor de la deformación cortante axial partir de la cual las curvas esfuerzo deformación se hacen asintóticas. De esta manera se tienen al menos dos puntos para ajustar la hipérbola.

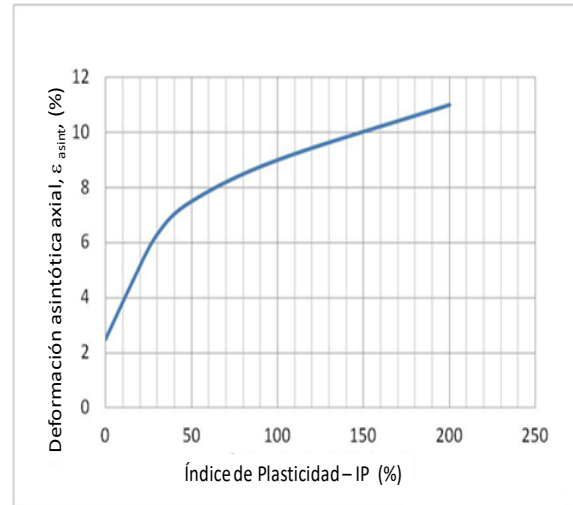


Fig. 8 Valores asintóticos de la deformación axial, ε_{asimr} %, para ajustar las curvas hiperbólicas. Fuente: propia.

Las curvas normalizadas de la figura 5a fueron preparadas utilizando la ecuación (3) (Echezuría, 2015, 2017, 2018) y ajustadas con los hallazgos de Vucetic y Dobry, (1991) y Darendeli, (2001), es decir, fueron preparadas originalmente para $\tau - \gamma$, y luego adaptadas para, $\sigma' - \varepsilon$, utilizando la equivalencia entre ambas deformaciones indicada en la figura 4. Izarra y D'Onofrio (2018) verificaron que las curvas esfuerzo deformación para ensayos TxT pueden ser predichas satisfactoriamente por el modelo utilizando datos existentes en la literatura.

Las curvas de desarrollo de presión de poros durante el corte no drenado

Skempton (1954) ya había notado que la generación de la presión de poros aumentaba a medida que incrementaba el esfuerzo desviador en ensayos TxT. A tal efecto, definió el parámetro, "A", para estimar la presión de poros a medida que aumenta el esfuerzo desviador durante ensayos triaxiales no drenados. Por otra parte, Echezuría (2015) notó que el gráfico de desarrollo de las presiones de poros con la deformación durante el corte no drenado también tiene la forma de una hipérbola que depende del índice de plasticidad (IP) del suelo, tanto para ensayos TxT como DSS.

En trabajo reciente, Ramírez (2019), demostró que las curvas esfuerzo deformación eran efectivamente hipérbolas y que se podían ajustar con las mismas curvas doblemente normalizadas de la figura 5a y la ecuación (3). A tal efecto, solo fue necesario ajustar los parámetros de las hipérbolas para conseguir las respuestas de la presión de poros durante el corte no

drenado para cada IP. Esto constituye un hecho muy significativo para el modelo. La correlación esperada del parámetro β con el IP para la presión de poros se incluye en la figura 9 junto con los valores obtenidos de ensayos disponibles en la literatura y la correlación correspondiente del β para las curvas esfuerzo-deformación.

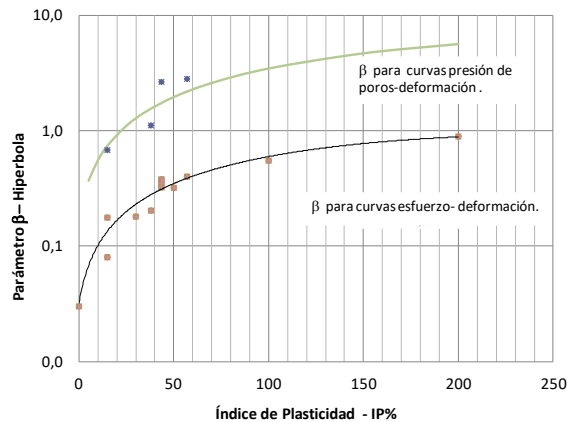


Fig. 9. Tendencia observada con el IP para el parámetro β de las hipérbolas de esfuerzo-deformación y esperada para el parámetro β de presión-deformación. Fuente: propia.

Para aplicaciones prácticas, resulta muy conveniente, preparar un gráfico, $\tau - u$, el cual correlaciona directamente el esfuerzo aplicado con el nivel de presión de poros desarrollado para los mismos niveles de deformación. Esta correlación, $\tau - u$, también se verificó como hiperbólica (Ramírez, 2019). En otras palabras, el desarrollo de las presiones de poros durante el corte no drenado tanto para ensayos TxT como DSS responde a una curva hiperbólica a medida que el corte aumenta. Lo cual constituye otro hecho significativo para el modelo.

Finalmente, Ramírez (2019), también logró predecir con el modelo las curvas esfuerzo deformación tanto para DSS como para TxT con las hipérbolas de la ecuación (3) y la correlación entre deformación cortante y deformación axial de la figura 4. Esto refuerza lo encontrado por Izarra y D'Onofrio (2018) y demuestra la robustez del modelo.

Preparación de las curvas esfuerzo deformación y presión de poros deformación

Para preparar las curvas esfuerzo deformación hiperbólicas con el modelo Echezuría aquí presentado se procede de la siguiente manera: I) Con el valor del IP y el contenido de finos no plásticos se determina el

valor del ángulo de fricción, ϕ , a partir de la figura 7 y se calcula su seno, $\text{sen}(\phi)$. II) Seguidamente, con el IP se selecciona a partir de la curva de la figura 6, el parámetro β , correspondiente, con el cual se desarrolla la hipérbola para dicho IP. Para esto hay que preparar una tabla con las deformaciones y los valores calculados con la ecuación (3) de la variable doblemente normalizada $X = \left[\frac{\left(\frac{\tau}{\sigma_c} \right)}{\text{sen}(\phi)} \right]$.

Eso corresponde a tomar la curva adecuada de la figura 5a. III) Luego, se des-normaliza por primera vez la hipérbola multiplicando la ecuación (3) por el valor, $\text{sen}(\phi)$, obtenida en el punto I). De esta manera la hipérbola se hace asintótica al valor, $\frac{Su}{\sigma_c}$. Es

necesario ajustar el valor de la deformación asintótica correspondiente obtenida de la figura 8 para asegurar que es asíntota a ese valor. Obsérvese que hay que acoplar la deformación dependiendo del tipo de ensayo utilizando la figura 4, es decir, si es TxT debe cambiarse, ϵ , por γ . IV) El siguiente paso consiste en particularizar la respuesta del suelo considerando el confinamiento para condiciones normalmente consolidadas. Para eso basta con multiplicar los valores anteriores obtenidos con la ecuación (3) por el esfuerzo confinante deseado y des-normalizados una vez. Debido a esto las curvas quedan completamente des-normalizados por el IP y por el confinamiento utilizados.

Es bueno destacar, tal como se ha señalado antes, que este procedimiento resulta ideal para estimar el comportamiento del suelo en proyectos de Ingenierías Conceptual y Básica, para los cuales no hay suficientes fondos, pero se deben obtener valores bastante robustos de los costos de la infraestructura, incluyendo fundaciones, para pasar a la siguiente fase de Ingeniería de Detalles. En este sentido, se cuenta anticipadamente con valores de la resistencia al corte y con las curvas de esfuerzo deformación bajo las fundaciones que permiten obtener mejores estimaciones de las dimensiones de las mismas.

DESCRIPCIÓN DEL FUNCIONAMIENTO Y APLICACIÓN DEL MODELO

El funcionamiento del modelo se hará para ensayos TxT consolidados isotrópicamente no drenados (CIU). Lo primero que hay que establecer es el contenido de humedad de la muestra justo antes del corte. Para este tipo de ensayo se aconseja utilizar la curva de consolidación isotrópica. En el caso de DSS

o condiciones naturales por variación del confinamiento por cambios en el esfuerzo vertical debe utilizarse la consolidación oedométrica. También se recomienda dividir la relación de vacíos por la gravedad específica del suelo, G_s . De esta manera se transforma el eje de relación de vacíos en humedad atendiendo a la correlación ampliamente utilizada en la geotecnia:

$$G_s \omega = S e \quad (7)$$

Donde ω es el contenido de humedad, S , es la saturación, la cual es igual a 1 para las condiciones del ensayo y, e , es la relación de vacíos.

Lo indicado anteriormente permite establecer en cada momento si el suelo está NC o OCR pues existe solamente una relación de vacíos y una humedad para la condición de saturación y la curva de consolidación utilizadas. Este aspecto es de fundamental importancia cuando se analizan suelos naturales y se desea establecer si los mismos están en condiciones OCR o NC. Para más detalles sobre esta forma de verificación de las condiciones de consolidación de las muestras el lector puede consultar a Izarra y D'Onofrio (2018).

Ahora bien, el modelo es realmente versátil para verificar las condiciones de consolidación de las muestras utilizando otros parámetros. Esta segunda forma de comprobación del estado de consolidación de las muestras será presentada en la sección de verificación del modelo más adelante en este artículo. Para mayores detalles sobre este segundo método de evaluación del estado de consolidación el lector puede remitirse a Ramírez (2019).

Una vez que se inicia el corte en un ensayo TxT consolidado isotrópicamente no drenado, CIU, la trayectoria de esfuerzos totales se despliega como una línea de 45° , mientras que la trayectoria de esfuerzos efectiva es una línea curva que toca la envolvente de falla definida por el ángulo α , tal como se ilustra en la figura 10. La distancia horizontal entre ambas es la presión de poros que se desarrolla durante tal ensayo. La curva que describe dicho proceso de desarrollo de la presión de poros es hiperbólica, según se verá más adelante en este artículo cuando se verifique el modelo. La resistencia al corte corresponde al valor mostrado sobre la curva $F(Su, e)$.

A continuación, se describe lo que sucede cuando otra muestra se somete a una nueva presión de confinamiento isotrópico mayor que la anterior. Al estar confinada a una presión mayor la muestra

alcanza una relación de vacíos menor y, a su vez, desarrolla una resistencia al corte mayor. En este caso, el cambio de esfuerzo confinante de $\sigma'_c = \sigma'_3$ a $\sigma'_{cmax} = \sigma'_{3max}$ mueve la relación de vacíos de e_1 a e_{1max} , y lo mismo sucede con el contenido de humedad. Ese cambio en relación de vacíos y contenido de humedad se da por la curva virgen, en la figura 11. Al mismo tiempo, la resistencia al corte cambia de Su_{1i} a Su_{1max} sobre la curva $F(Su, e)$. En consecuencia, se espera obtener tanto una resistencia al corte como una presión de poros mayores durante el corte no drenado, tal como se muestra en la figura 11. Nótese la proporcionalidad de los cambios en los valores de Su , la presión de poros y el esfuerzo confinante $\sigma'_c = \sigma'_3$, ya que en ambos casos la falla ocurre sobre la misma envolvente de falla, α . Esto corresponde a un cambio de confinamiento con el suelo normalmente consolidado.

Ahora bien, si después de haber sido consolidado a un valor máximo $\sigma'_{cmax} = \sigma'_{3max}$ el suelo es descargado a una nueva condición de esfuerzos menor, $\sigma'_{cf} = \sigma'_f$, la fracción elástica de la relación de vacíos (y el contenido de humedad) se recuperan a lo largo de la línea de descarga re-compresión al pasar el esfuerzo confinante de $\sigma'_{cmax} = \sigma'_{3max}$ a $\sigma'_{cf} = \sigma'_f$, pero hay una fracción plástica de la relación de vacíos que se mantiene.

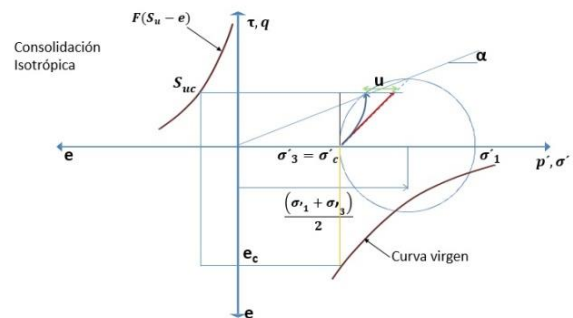


Figura 10. Trayectoria de esfuerzos durante corte no drenado en ensayo triaxial (TxT). Fuente: propia.

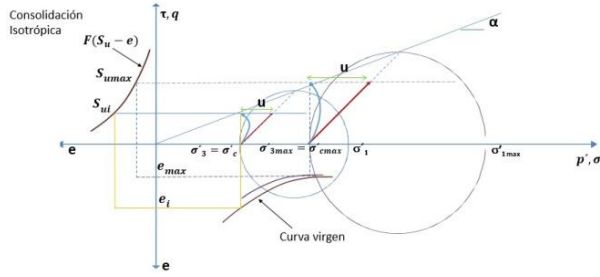


Fig. 11. Ensayo triaxial a una nueva presión de confinamiento mayor que la anterior. Fuente: propia.

Esa última fracción es la que controla la respuesta al corte no drenado del suelo desde el nuevo confinamiento menor, pero con una resistencia al corte definida por el nivel de la relación de vacíos (y contenido de humedad) alcanzados con la carga máxima de confinamiento aplicada que contiene dicha porción plástica. Esto se muestra en la figura 12. Nótese que el suelo responde de la misma forma que hubiera respondido si se ensayaba a la presión de confinamiento máxima, aunque está a un confinamiento menor y alcanza el S_u correspondiente a la condición NC con el confinamiento máximo en la curva $F(S_u, e)$. Obsérvese también que la nueva trayectoria de esfuerzos genera un nuevo ángulo de fricción que corresponde al estado sobre consolidado el cual es mayor que el ángulo en condiciones NC.

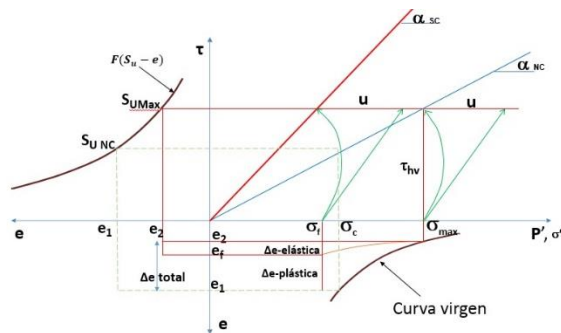


Fig. 12. Cambio en relación de vacíos. Tomado de Ramírez (2019) Fuente: propia.

En otras palabras, en el estado sobre consolidado el suelo responde con las curvas esfuerzo deformación y desarrollo de presión de poros iguales a las que respondería si se hubiera ensayado a la presión más alta en condiciones normalmente consolidadas. Esto fue verificado por Echezuría (2015), Izarra y D'Onofrio (2018) y Ramírez (2019) con datos de ensayos TxT y DSS existentes en la literatura y son

parte de los hallazgos importantes de esta investigación.

Aplicación del modelo

En esta sección se describirá el proceso de preparación de las curvas esfuerzo deformación con un ejemplo de aplicación para un suelo NC. Las condiciones de sobre consolidación se detallarán en la sección de verificación del modelo.

Si se tiene un suelo con un valor de $IP=30$ y la cantidad de finos cercana al 65%, lo primero es estimar el ángulo de fricción, ϕ , entre $24^\circ-25^\circ$. Así, el $\text{sen}(\phi) \approx 0,41$. Con $IP=30$ se obtiene de la figura 6, el parámetro $\beta \approx 2,22$, y de la figura 8, el valor de la deformación axial para la cual la hipérbola de hace asíntota al valor $\text{sen}(\phi) = 0,41$ que resulta en $\epsilon \approx 6,3\%$. La figura 13a muestra la hipérbola doblemente normalizada y la 13b la curva correspondiente a la arcilla en estudio normalizada por el esfuerzo confinante.

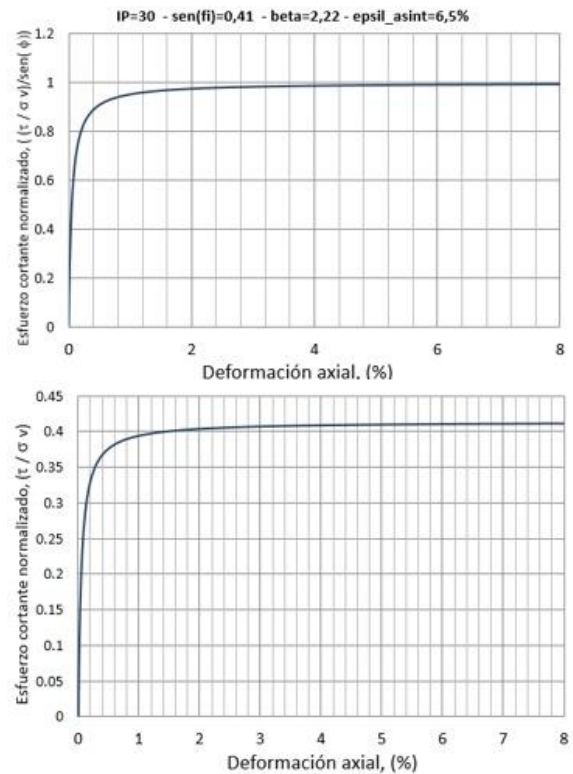


Fig. 13. Preparación de las curvas hipérbolas esfuerzo deformación con el modelo propuesto, a) doblemente normalizada, b) resistencia al corte normalizada por el esfuerzo confinante efectiva. Fuente: propia.

Para preparar las curvas de presión de poros se sigue exactamente el mismo procedimiento, solo que cambiando los parámetros β , de las hipérbolas esfuerzo deformación por los de presión de poros deformación utilizando la figura 9. Como en este caso los valores asintóticos no necesariamente coinciden con los de esfuerzo deformación, hay que verificar si los datos de la figura 8 permiten un buen ajuste de la curva de presión de poros.

VERIFICACIÓN DEL MODELO CON ENSAYOS DE LA LITERATURA

Tal como se mencionó antes, en esta sección se describirá la forma de establecer la sobre consolidación con base en los datos de resistencia al corte normalizada obtenida de pruebas de laboratorio. El procedimiento basado en el contenido de humedad puede verse en Izarra y D'Onofrio (2018). Para el análisis conducido en esta sección se utilizarán los datos de un ensayo TxT CIU para la muestra Kawasaki los cuales se obtuvieron de LADD (1965) y están contenidos en la tabla 1:

Tabla 1. Datos de arcilla Kawasaki (LADD, 1965)

Muestra	IP	ϕ	σ'_3 (kPa)
Kawasaki	38	37	294.2

Fuente: Propia

La figura 14 muestra la curva esfuerzo deformación del ensayo y permite calcular la resistencia al corte de la misma a la consolidación indicada, la cual es $S_u = 235,4 \text{ kPa}$. En caso de no conocer el ángulo de fricción, el mismo debe ser estimado con base en el IP y el contenido de finos no plásticos; no obstante, dado que en este caso se conoce el ángulo de fricción, se calculará la constante, C, para dicha condición, con la ecuación (6) repetida aquí:

$$\frac{S_u}{\sigma'_c} = \text{sen}(\phi) \quad (6)$$

$$\text{sen}(\phi) = \text{sen}(37^\circ) = 0,62 \quad (8)$$

Pero para las condiciones del ensayo de la muestra se obtiene:

$$\frac{S_u}{\sigma'_c} = \frac{235,4}{294,2} = 0,8 \quad (9)$$

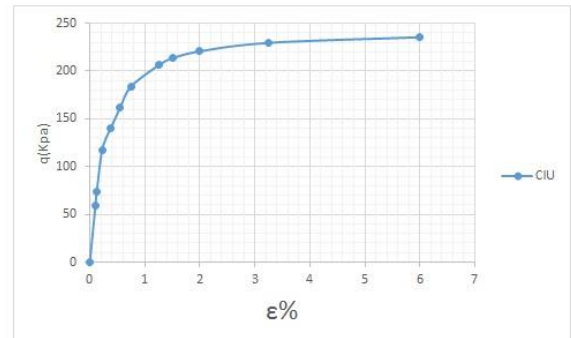


Fig. 14 Curva esfuerzo deformación de la arcilla Kawasaki. Fuente: propia.

Si para las condiciones del ensayo, ecuación (9) hubiese resultado con un cociente igual al de la ecuación (8), el suelo estaría normalmente consolidado (NC), sin embargo, los valores indican que las condiciones del ensayo dan un cociente mayor que las condiciones NC ($0,8 > 0,62$) por consiguiente, el suelo está sobre consolidado.

Ahora es necesario calcular la presión máxima a la que estuvo sometida la muestra en el terreno, para ello se despeja el valor de $\sigma'_{c,max}$ de la relación para suelo normalmente consolidado, ecuación (6):

$$\frac{S_u}{\sigma'_c} = \text{sen}(\phi) = \text{sen}(37^\circ) = 0,62$$

$$\sigma'_{c,max} = \frac{235,4}{0,62} = 379,68 \text{ kPa}$$

La presión máxima a la que fue sometida la muestra es mayor que la presión de consolidación utilizada en el ensayo, lo cual verifica que la muestra se encuentra sobre consolidada y el nivel de sobre consolidación es OCR $OCR = \frac{379,68}{294,2} = 1,3$. Las hipérbolas están contenidas en la figura 15.

Por otra parte, Ramírez (2019), también compara los datos de laboratorio con las predicciones del modelo tanto para los esfuerzos como para las presiones de poros en ensayos DSS realizados con la arcilla del Golfo de México, OCR=1, Baxter, Bradshaw, Ochoa y Hankour (2010), quienes ensayaron una muestra de arcilla del Golfo de México a diferentes presiones de

confinamiento. Esos ensayos se realizaron con dos tipos de arriostamiento horizontal, con membrana reforzada y con anillos móviles. Los datos para el ensayo utilizado en este ejemplo se indican en la tabla 2:

Tabla 2. Datos de la arcilla del Golfo de México. (Baxter y otros, 2010).

Muestra	IP (%)	ϕ	σ_c kPa
Gulf of México Clay	57	27,77	200

Fuente: propia.

La resistencia al corte sin drenaje para esa presión de confinamiento es: $S_u = 49,50 \text{ kPa}$. El ángulo obtenido para la muestra a las presiones de confinamiento mostrada es de $\phi = 27,77^\circ$, el cual se puede verificar utilizando la figura 7, con lo cual obtenemos que la muestra debe contener un alto porcentaje de material no plástico, en el orden del 75-80%. Las hipérbolas se incluyen en la figura 16.

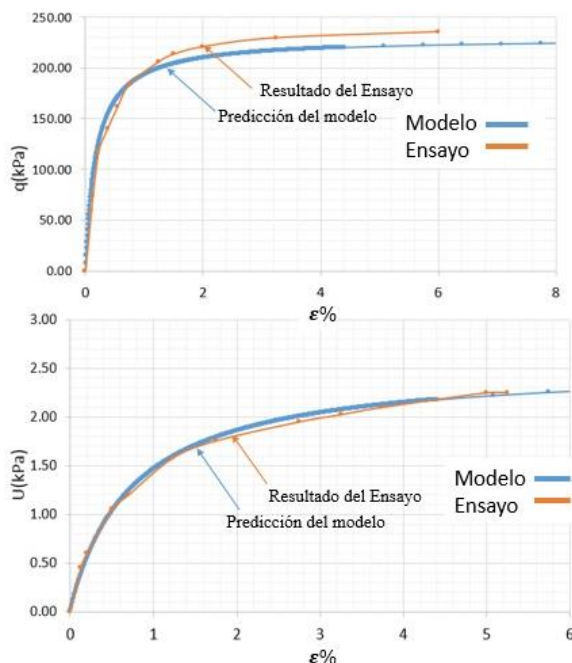


Fig. 15. Comparación para ensayos triaxiales (TxT). Izquierda: A) Curvas esfuerzo-deformación y B) Presión de poros-deformación, para arcilla Kawasaki, $IP=38\%$, $\sigma'_c = 294,2 \text{ kPa}$, $\phi = 37^\circ$, $OCR=1,3$. Fuente: propia.

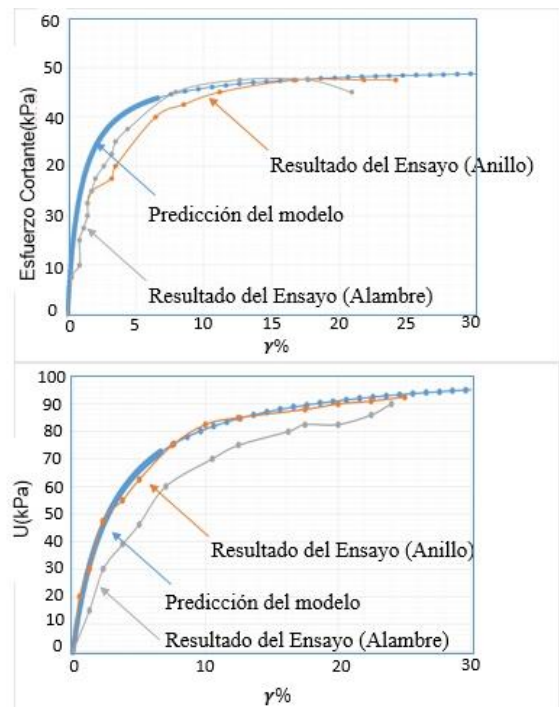


Fig. 16. Comparación para ensayos de corte simple directo (DSS) en arcilla del Golfo de México, $IP=57\%$, $\sigma'_v = 200 \text{ kPa}$, $\phi = 27,77^\circ$, $OCR=1$. Fuente: propia.

Se aprecia en todos los casos mostrados que el modelo predice bastante bien, tanto las curvas de esfuerzo deformación como presión de poros deformación para ensayos TxT y DSS, para suelos en condiciones bien sea normalmente consolidados o sobre consolidados con distintos contenidos de finos no plásticos. Esto lo constituye en una herramienta de mucho valor para caracterización geotécnica y para las etapas de Ingenierías Conceptual y Básica de proyectos IPC pues es posible contar con datos suficientemente representativos del suelo para generar estimados robustos en esas fases de la ingeniería.

IMPORTANCIA DEL MODELO

El logro más resaltante del modelo, aquí propuesto, es que, con solamente cuatro (4) parámetros, permite establecer las correlaciones que definen el comportamiento del suelo tanto al corte, ángulo de fricción y curva $F(S_u, e)$ en el plano $\tau - e$, como al cambio de volumen en las curvas de consolidación (C_c y C_{sr}) para ensayos oedométricos. Estas últimas pueden ser ajustadas a otras condiciones de

consolidación utilizando las correlaciones de la Teoría Elástica.

Los parámetros requeridos son:

- I) El índice de Plasticidad (IP).
- II) La gravedad específica (Gs).
- III) El contenido de material no plástico.
- IV) El contenido de humedad natural.

Con esos cuatro parámetros el modelo define las curvas esfuerzo deformación y las presiones de poros generadas durante el corte. Se pueden estimar con la humedad natural se pueden estimar y las curvas de consolidación y, seguidamente, con los esfuerzos a la profundidad de la muestra se calculan los esfuerzos confinantes actuales, lo cual permite establecer el valor de S_u , si el suelo está normalmente consolidado.

No obstante, el modelo es suficientemente robusto para determinar el nivel de sobre consolidación trabajando con los parámetros de resistencia al corte normalizados, tal como se reseñó en la sección anterior. Para mayores detalles sobre este aspecto el lector puede consultar a Ramírez (2019). Como se explicó, la comparación con valores de S_u , obtenidos a partir de ensayos con las condiciones de confinamiento actual y las predicciones del modelo para la condición NC, permite establecer si el suelo está normalmente consolidado o sobre consolidado.

Lo anterior transforma al modelo en una extraordinaria herramienta para los procesos de caracterización geotécnica, ya que es fácil verificar con unos pocos ensayos de laboratorio o de sitio si el suelo responde tal como se espera o si hay alguna otra condición particular, como, por ejemplo, la presencia de gases o de materia orgánica, que lo haga responder de una manera diferente.

Particularmente importante resulta el hecho de que las presiones de poros estimadas a partir de las trayectorias de esfuerzos también coinciden con las estimadas a partir del modelo; adicionalmente, el mismo indica que el suelo responde de acuerdo con la presión máxima que ha experimentado, aunque ahora tenga una presión de confinamiento menor. La explicación a esto es que, al ocurrir la descarga del confinamiento la relación de vacíos aumenta por la respuesta elástica del suelo. No obstante, este último mantiene la deformación plástica, que es mucho mayor y es la que controla la respuesta al corte no drenado. Eso genera una nueva condición en el suelo ya que responde con un ángulo de fricción mayor que cuando está normalmente consolidado. Este es uno de los hallazgos más importantes de este trabajo y fue nuevamente evidenciado en detalle por Ramírez

(2019) corroborando la importancia del plano, $\tau - e$, que permite explicar completamente el comportamiento bajo carga no drenada para cualquier contenido de finos no plásticos, en condiciones normalmente consolidada o sobre consolidada.

El hecho de que las curvas de presión de poros deformación sean hipérbolas también corrobora que para los ensayos triaxiales la presión de poros depende del nivel de corte al que el suelo esté siendo sometido. El modelo explica eso tanto para ensayos TxT como DSS.

CONCLUSIONES

Se demuestra en esta investigación que, con el modelo hiperbólico integrado basado en la normalización de parámetros geotécnicos y el IP aquí presentados, se puede predecir las curvas esfuerzo-deformación y las respuestas de presión de poros del suelo en condiciones NC. Para eso utiliza curvas doblemente normalizadas, primero, por el esfuerzo confinante, y luego, por la resistencia al corte no drenado que dependen del IP. Estas mismas curvas doblemente normalizadas dependientes del IP permiten predecir tanto las curvas esfuerzo deformación como las de presión de poros deformación. Solo hay que utilizar los parámetros de las hipérbolas correspondientes a cada uno de esos parámetros. Esto aplica tanto a ensayos TxT como DSS.

La comparación de la resistencia al corte normalizada por el esfuerzo confinante con las predicciones del modelo permite establecer si el suelo está en una condición distinta a la NC. Eso puede deberse a que está sobre consolidado y estuvo sometido a esfuerzos mayores que los actuales o a la presencia de presiones de poros anormales por gases que lo hacen sub consolidado. En este sentido, el contenido de humedad en sitio tiene un papel muy importante ya que facilita comprender si dicha humedad se corresponde con el estado de esfuerzos actuante.

El logro más resaltante del modelo es que con solamente cuatro parámetros –a saber: I) el índice de plasticidad (IP); II) la gravedad específica (Gs); III) el contenido de material no plástico; IV) el contenido de humedad natural–, se puede establecer las correlaciones que definen el comportamiento del suelo al corte y al cambio de volumen, incluyendo el peso unitario. Por ende, su aplicación permite proponer valores robustos de los parámetros de diseño de fundaciones y caracterizar el perfil geotécnico para distintas aplicaciones.

Lo anterior resulta muy útil en proyectos de Ingenierías Conceptual y Básica, para los cuales generalmente los fondos son limitados, ya que de esta

manera es fácil analizar con unos pocos ensayos de laboratorio si el suelo responde tal como se espera o si hay alguna condición particular, tales como por ejemplo presencia de gases o materia orgánica, que lo haga responder de una manera diferente.

El modelo integra las relaciones volumétricas con las de esfuerzos y las combina con el IP del suelo, de esa forma, permite explicar el campo de aplicación de otro modelo muy aplicado en la Geotecnia conocido como SHANSEP, basado únicamente en las condiciones de esfuerzos del suelo. En ese sentido, el modelo aquí descrito explica que existe una correlación única entre la resistencia al corte con la relación de vacíos, la cual es controlada por la deformación plástica del suelo cuando es sometido a los esfuerzos máximos de su historia. De allí que cuando está en condición sobre consolidada es la última relación de vacíos la que define la resistencia al corte, y no la condición de esfuerzos actuales. Esto fue demostrado con datos existentes en la literatura y análisis de las trayectorias de esfuerzos.

Los criterios y correlaciones integradas entre los parámetros del suelo plástico sometido a corte no drenado, utilizado en el modelo que se ha presentado nuevamente verifican la robustez de estas interrelaciones entre parámetros lo cual es un elemento fundamental para la caracterización de suelos.

REFERENCIAS

- BAXTER, C.D.P, A.S. BRADSHAW, M. OCHOA-LAVERGNE y R. HANKOUR (2010). “DSS Test Results Using Wire-Reinforced Membranes and Stacked Rings”, Geotechnical Special Publication, DOI: 10.1061/41095(365)57, Conference: GeoFlorida 2010, February, Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/269146206_DSS_Test_Results_Using_Wire-Reinforced_Membranes_and_Stacked_Rings#fullTextFileContent
- DARENDELI, B; M. (2001). *Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves*. (PhD Thesis) Univ. of Texas at Austin
- DAS, B. (2014). *Principles of Geotechnical Engineering* (8th Ed.) (SI), Cengage Learning.
- DUNCAN, J. M. and CHANG, C.M. (1970). “Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils”, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96(SM5), 1629-1653.
- ECHEZURÍA, H. (2015). Notas Personales y Apuntes de Postgrado, Stanford Univ. y UCAB.
- ECHEZURÍA, H. (2017). “La Resistencia al Corte y la Licuación de Suelos con Plasticidad”. *Tekhné*. Vol. 20, Núm 1 :081-089
- ECHEZURÍA, H. (2018). “Integración 3-D de Las Propiedades Ingenieriles del Suelo y la Importancia del Plano, q-e”, Memorias de las Jorn. de Investig. y Encuent. Académ. Indust. de la Facult. de Ing. de la Univ. Central de Venezuela
- IZARRA, G. y A. D’ONOFRIO (2018). *Verificación del Comportamiento de un Modelo Integrado de Suelos Plásticos no Drenados y su Programación en Matlab*. (Trabajo de grado de pregrado). Univ. Católica Andrés Bello, Caracas
- KONDNER, R. L. (1963). “Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils”, Proceedings ASCE, J. Soil Mech. Found. Eng., Vol.89, N° SM1, p. 115 (Feb).
- KULHAWY, F. H., and P. W. MAYNE (1990). *Manual of Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Final Report (EL-6800), Electric Power Research Institute (EPRI), Palo Alto, CA.
- LADD, C. C. (1965). “Stress- Strain Behaviour of Anisotropically Consolidated Clays During Undrained Shear” International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Recuperado de: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/39/1965_01_0062.pdf
- LADD, C.C. and R. FOOTE. (1974). *A New Design Procedure for Stability of Soft Clays*. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 100, No. GT7, pp. 763-786
- LAMBE, T. W. y R. WHITMAN. (1969). *Soil Mechanics*. (Primera Edición). Inglaterra. John Wiley and Sons Ltd.
- PRIVITERA, V. (2016). *Variación de la Resistencia al Corte de Suelos Plásticos sin Drenaje en Estado Remoldeado con el Contenido de Humedad para Fines de Clasificación*. (Trabajo de grado de pregrado). Univ. Católica Andrés Bello, Caracas
- RAMÍREZ C. A. (2019). *Evaluación de la Predicción de las Presiones de Poros Durante Ensayos de*

Corte con el Modelo Integrado de Suelo.
(Trabajo de grado de pregrado). Univ. Católica
Andrés Bello, Caracas

SKEMPTON, H. W. (1954). "The Pore Pressure
Coefficient A and B", *Geotechnique*, Vol. 4, pp.
143-147.

VUCETIC, M. and R. DOBRY. (1991). "Effect of
Soil Plasticity on Cyclic Response". *Journal of
Geotechnical Engineering, ASCE*. Vol. 117, N°1,
pp 89-107