

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**MÉTODOS IN-SITU DE OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA
AL CORTE EN ARCILLAS**

**Trabajo de investigación para obtener el grado académico de BACHILLERA EN
CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA CIVIL**

AUTORA:

Elsa Gabriela Sulca Marro

**Trabajo de investigación para obtener el grado académico de BACHILLER EN
CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA CIVIL**

AUTORES:

Nilton Diego Becerra Quispe

Oscar Benjamin Almora Alvarez

Diego Andrei Echevarría Cabrera

Kevin Andre Montufar Canal

ASESOR:

Guillermo Jose Zavala Rosell

Lima, Diciembre, 2020

Resumen

Los parámetros de resistencia al corte en arcillas son determinantes para obtener el valor de la capacidad portante del suelo y, por ende, en la elaboración de estudios geotécnicos previos a cualquier proyecto de edificaciones o infraestructura. Debido a la habitual presencia de suelos arcillosos en el territorio peruano, existe la obligación de evaluar métodos para la obtención de los parámetros antes mencionados que, aunque involucran la realización ensayos de laboratorio, comprenden también métodos in-situ, cuya demanda es cada vez mayor. Por ello, el presente trabajo de investigación pretende exponer y comparar diversos métodos in-situ que permiten obtener parámetros de resistencia la corte en arcillas, los cuales podrían ser más adecuados para determinar las propiedades del terreno debido a la menor alteración del mismo presente en los ensayos de laboratorio, en vista de la dificultad que significa la extracción de muestras verdaderamente inalteradas. La metodología de la investigación aquí seguida incluye la revisión de fuentes bibliográficas como journals de geotecnia en bases de datos como ASTM y ASCE, de donde también se ha extraído la normativa existente de algunos ensayos tratados en el desarrollo de la investigación y otras fuentes en línea de empresas y profesionales relacionados a la realización de ensayos geotécnicos para describir su procedimiento, los parámetros obtenidos y las limitaciones de cada ensayo. Luego, se comparan los métodos in-situ, con énfasis en la resistencia al corte no drenada s_u y se analiza la viabilidad de estos métodos en un proyecto de centro educativo en el distrito limeño de Puente Piedra. Por último, se elaboran las conclusiones de la investigación, donde se resuelve que existen discrepancias entre los resultados obtenidos por cada ensayo in-situ para el valor de s_u respecto a ensayos de laboratorio, como la compresión triaxial. Adicionalmente, se señala que el ensayo CPTu es el más óptimo considerando el tiempo y dinero invertido para la realización del ensayo, ofreciendo además una mayor cantidad de parámetros que el resto de ensayos tratados en la investigación.

Tabla de Contenidos

CAPÍTULO I: Generalidades	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Justificación.....	1
1.3. Alcance	2
1.4. Objetivos.....	2
1.4.1. Objetivo Principal	2
1.4.2. Objetivos Específicos.....	2
1.5. Metodología.....	3
CAPÍTULO II: Revisión de literatura.....	4
2.1. Resistencia cortante en arcillas.....	4
2.2. Ensayos in situ.....	6
2.2.1. CPTu.....	6
2.2.2. Presurómetros PBPM	11
2.2.3. Presurómetros SBPM	14
2.2.4. Plate Load Test (PLT).....	16
2.2.5. Screw Plate Load Test (SPLT).....	18
2.2.6. Ensayo de veleta.....	20
CAPÍTULO III: Desarrollo de la investigación	24
3.1. Comparación de los métodos de obtención de los parámetros de resistencia al corte en arcillas.....	24
3.2. Aplicación al proyecto “Centro Educativo - Puente Piedra”.....	30
3.2.1. Zona del proyecto y características del suelo.....	30
3.2.2. Viabilidad de la aplicación de los ensayos CPTu en suelos arcillosos	31

3.2.3. Viabilidad de la aplicación de los ensayos con presurómetros PBPM y SBPM en suelos arcillosos.....	33
3.2.4. Viabilidad de la aplicación de los ensayos PLT y SPLT en suelos arcillosos	36
CAPÍTULO IV: Conclusiones	39
Referencias bibliográficas	41



Lista de Figuras

Figura 1. Circulo de Mohr para esfuerzo total y envolvente de falla ($\phi = 0$) obtenido de Braja (2015)	5
Figura 2. Esquema de presiones (Devincenzi & Frank, 2004).....	7
Figura 3. Clasificación de suelos por comportamiento según Robertson (1990).....	8
Figura 4. Dimensiones ensayo CPTu (Devincenzi & Frank, 2004).....	9
Figura 5. Esquema del funcionamiento de un PBPM y diagrama de la sonda ranurada (ASTM D4179-20, 2020).	11
Figura 6. Curva de la prueba PBPM (ASTM D4179.2600, 2020).....	14
Figura 7. Determinación de la presión límite (ASTM D4179.2600, 2020)	14
Figura 8. Secciones longitudinales y transversales del SBPM de la Universidad de Cambridge, denominado ‘Camkometer’ (Drnevich, Fahey, Jewell & Brown, 1988).	15
Figura 9. Armado de prueba (Murthy, V.N.S., 2002).	17
Figura 10. Curvas típicas de carga-asentamiento para distintos tipos de suelo (Patel, 2019)..	18
Figura 11. Esquema de la disposición de prueba de carga de placa de tornillo (Noor, Haider, e Islam, 2018).....	19
Figura 12. Ejemplo curva Carga-Asentamiento (Noor, Haider e Islam, 2018)	20
Figura 13. Esquema de funcionamiento del ensayo de veleta. (Mayne, 2018).....	21
Figura 14. Factor de corrección según el índice de plasticidad (Kayabali, 2015)	23
Figura 15. Valores de resistencia al corte no drenado según método y profundidad (Schaeffers, 2012).....	26
Figura 16. Relación entre la resistencia al corte no drenado y el índice de liquidez (Mlynarek et al., 2012).....	27
Figura 17. Valores de resistencia al corte determinados por CPTu, DMT y veleta (Radaszewski et al., 2019).....	28
Figura 18. Perfil del subsuelo de Leda con información del índice de plasticidad y contenido de agua (Mayne et al., 2019).....	29

Figura 19. Comparación de valores de resistencia al corte obtenidos por CPTu, veleta y otros métodos (Mayne et al., 2019).....	30
Figura 20. Resistencia al corte no drenada determinada por distintos ensayos realizados sobre una arcilla dura en Zagreb, Croacia (Kavur et al., 2019).....	32
Figura 21. Resistencia al corte no drenada determinada por distintos ensayos realizados sobre una arcilla blanda en la bahía de Dalian, China (Wang et al., 2018).....	32
Figura 22. Sistema de perforación mecánica MDS (Masoud et al., 2013, p.904)	34
Figura 23. Comparación de la resistencia al corte no drenada obtenida del ensayo SPLT con ensayos triaxiales y presurómetros (Kay y Perry, 1983).....	37



Lista de Tablas

Tabla 1. Valores de la constante K en el SI (Instituto Nacional de Vías de Colombia, 2007)	22
Tabla 2. Parámetros obtenidos a partir de ciertos ensayos.....	25
Tabla 3. Perfil compatibilizado del proyecto Centro Educativo – Puente Piedra	30
Tabla 4. Análisis de consistencia de estratos arcillosos	31



Lista de Ecuaciones

Ecuación 1. Resistencia al corte no drenado (Lune, Robertson y Powell, 1997).....	10
Ecuación 2. Resistencia al corte no drenado en función al límite líquido (Larsson y Mulabdic, 1991).....	10
Ecuación 3. Resistencia al corte no drenado en función de la presión de poros (Randolph y Worth, s.f.)	10
Ecuación 4. Resistencia al corte no drenado en función de la presión de poros y el límite líquido (Larsson y Mulabdic, 1991)	10
Ecuación 5. Módulo del presurómetro (ASTM D4719.2600, 2020)	13
Ecuación 6. Resistencia al corte a partir del ensayo de veleta	22
Ecuación 7. Primera relación para determinar la resistencia al corte, $R^2=0,803$ (Agan y Murat Algin, 2013)	35
Ecuación 8. Segunda relación para determinar la resistencia al corte, $R^2=0,865$ (Agan y Murat Algin, 2013)	35
Ecuación 9. Capacidad de carga última del terreno a partir de cargas obtenidas del ensayo SPLT (Kay y Perry, 1983).....	36
Ecuación 10. Ecuación general de carga última del terreno a partir de cargas obtenidas del ensayo SPLT (Kay y Perry, 1983)	37
Ecuación 11. Resistencia al corte no drenada derivada de parámetros del ensayo SPLT (Kay y Perry, 1983).....	37

CAPÍTULO I: Generalidades

1.1. Introducción

Dentro del campo de la geotecnia, uno de los aspectos más importantes en lo referido a la evaluación de las propiedades mecánicas de todo es la determinación de su resistencia al corte. Esto se debe a que esta afecta la capacidad portante que se usa para diseñar de diversas estructuras como cimentaciones, taludes, muros de contención, pavimentos entre otros. Normalmente, las fallas ocurridas en los suelos de apoyo de estas estructuras se deben a esfuerzos cortantes mayores a los que el suelo puede resistir adecuadamente.

El conocimiento adquirido hasta la actualidad de la resistencia al corte de los suelos y los conceptos aplicados en su análisis está sustentado en un trabajo progresivo de varios siglos. En el siglo XVIII, a través de los estudios de Coulomb entre la relación de la fuerza cortante y la fricción generada, se inician los primeros trabajos serios relacionados a este concepto. Luego, con conceptos modernos como de la teoría de la plasticidad se han ido cuestionando los propios otrora, encontrando diversas falencias y limitaciones; sin embargo, a pesar de los avances tecnológicos e investigación actuales, los conceptos iniciales aún no han podido ser sustituidos por una nueva sistematización.

Para la determinación de la capacidad portante de suelos arcillosos, la formulación varía según el tipo de estructura a diseñar, como por ejemplo la propuesta por Terzaghi para zapatas, las propias para cimentación profunda, entre otras, cada una con sus respectivos parámetros. El presente trabajo consiste en investigar las diferentes metodologías utilizadas en la actualidad para poder definir estos parámetros, evaluar sus limitaciones y restricciones y, finalmente, plantear la factibilidad de éstos en el caso práctico del proyecto realizado en el curso.

1.2. Justificación

La geotecnia presenta diferentes limitaciones para asegurar valores y resultados por la variabilidad de los suelos presentes en un proyecto. Sabiendo que es imposible llegar a analizar por completo la totalidad del terreno a usar, los ingenieros se ven obligados a hacer estimaciones, emplear parámetros de aceptación y factores de seguridad. Los parámetros de la resistencia al corte en arcillas son fundamentales para estimar la capacidad portante de un suelo y así diseñar de manera segura las cimentaciones de un proyecto. Es aquí donde reside la importancia de nuestra investigación, las arcillas son un tipo de suelo común en el territorio

peruano y Lima Metropolitana en específico, con ocurrencia en distritos periféricos de la ciudad como Carabaylo, Puente Piedra y Comas al norte, San Juan de Lurigancho, Ate-Vitarte y La Molina al este y Villa María del Triunfo, Chorrillos y Villa El Salvador al sur, así como en los distritos de La Perla, Bellavista y Carmen de la Legua en el Callao (CISMID, 2012).

Actualmente los ensayos triaxial y corte simple son los más comunes para analizar corte en este tipo de suelos. Se procurará buscar y analizar otros métodos de análisis disponibles. Es importante entender las características y el comportamiento de las arcillas ya que es un suelo complicado y de acuerdo a su configuración estratigráfica pueden ser no tan recomendables para construcción (Zona II, Zona III).

1.3. Alcance

En este trabajo de investigación se pretende evaluar los diversos métodos in situ de obtención de parámetros de resistencia al corte en arcillas utilizados en la determinación de la capacidad cortante. Los ensayos disponibles y normados en el Perú para determinar la resistencia al corte, y también ensayos aplicados en otros países si existieran. Explicar dichos ensayos, presentar y entender sus limitaciones. Comparar sus parámetros y la manera de evaluar los resultados.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo Principal

Evaluar y comparar diversos métodos de campo de obtención de parámetros de resistencia al corte en arcillas

1.4.2. Objetivos Específicos

- Definir el procedimiento y los parámetros obtenidos en cada método
- Determinar las distintas limitaciones de cada método en lo que respecta a muestras, condiciones de terreno y equipo a usar.
- Discutir las recomendaciones usuales en la interpretación de los resultados obtenidos de los ensayos
- Evaluar el uso de los métodos expuestos en el proyecto desarrollado

1.5. Metodología

La investigación se inició con la recopilación de información proveniente de bases de datos de ingeniería del ASTM, ASCE o Taylor and Francis a través de la consulta en revistas especializadas de la rama geotécnica, como Journal of Geotechnical Engineering o Geotechnical Testing Journal, y publicaciones realizadas por instituciones de educación superior de Perú y Latinoamérica. Definidas las fuentes a utilizar, se realizó la selección de los ensayos a incluir durante el desarrollo del presente trabajo de investigación. Para ello, se incluyeron ensayos de aceptación local, así como otros de menor difusión en la ingeniería peruana, con el objetivo de presentar las limitaciones de cada ensayo y ofrecer una perspectiva crítica con respecto a las ventajas y desventajas de la utilización de los diversos métodos.

Posteriormente, se procedió con la descripción de los métodos escogidos: en cada caso se proporciona información relevante como los parámetros obtenidos en el ensayo, el equipo utilizado y la normativa aplicable al ensayo, de existir. Se consideró importante incluir las limitaciones de los métodos, para lo cual se recogieron las opiniones de un número de investigadores que las presentaron en publicaciones de revistas indexadas, con evidencia objetiva obtenida por medio de la realización de los ensayos o la recreación de los mismos en laboratorio. Asimismo, se incluyó en el capítulo de Revisión de literatura la interpretación resumida de los ensayos, como forma de explicar los parámetros obtenidos en campo que, generalmente, no son los parámetros de resistencia al corte; los parámetros de los ensayos sirven para estimar, por medio de distintos procedimientos la resistencia al corte en arcillas.

En el tercer capítulo del presente trabajo de investigación se comparará los métodos desarrollados en la Revisión de literatura mediante la evaluación de los parámetros obtenidos de cada ensayo y su utilidad para determinar parámetros de resistencia al corte en suelos arcillosos, de existir esta. Por otra parte, se incluirá también en este capítulo la discusión sobre la aplicabilidad de los ensayos menos usuales en nuestro contexto en el proyecto 'Centro Educativo – Puente Piedra' del curso de Proyecto Integrador, haciendo énfasis en los costos relativos de los ensayos, es decir, investigando qué ensayos tienen un costo mayor a otros de mayor difusión en el mismo contexto. Debido a la baja demanda (y por lo tanto oferta) por estos ensayos a nivel local, se recurrirá a tarifas establecidas por empresas en el extranjero.

Finalmente, se elaborará las conclusiones de la investigación y se listarán las referencias utilizadas en la misma.

CAPÍTULO II: Revisión de literatura

2.1. Resistencia cortante en arcillas

Según la teoría planteada por Mohr, la falla de los materiales se desarrolla debido a la combinación de dos esfuerzos los cuales son el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante. Con ello, Mohr propuso una expresión para el cálculo o aproximación de la resistencia cortante. La expresión que propuso, también conocida como criterio de falla de Morh Coulomb, es la siguiente:

$$\tau_{max} = c + \sigma \tan \varphi$$

Donde:

τ_{max} : Esfuerzo cortante máximo

c : Cohesión

σ : Esfuerzo normal

φ : Ángulo de fricción interna

Para un suelo en estado saturado, las presiones normales estarán en función de los esfuerzos efectivos y de la presión de poros, por lo cual, para una aplicación correcta de la expresión en la mecánica de suelos se debe de reemplazar la tensión efectiva por la tensión normal y de poros de la siguiente forma:

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \varphi$$

Donde:

u : Presión intersticial

Existen dos tipos de resistencia al corte, las cuales son las siguientes: resistencia al corte drenado y resistencia al corte no drenado. Para el caso de las arcillas saturadas, tipo de suelo de interés a estudiar en el presente documento, el parámetro de resistencia al corte no drenado tiene una importancia significativa. Esto debido a que, en proyectos de cimentaciones, donde se debe diseñar para una carga a corto plazo, se considera el caso más desfavorable. Por ello, para fines de la investigación, se ahondará en el tema de resistencia al corte no drenado.

La resistencia al corte no drenado es aquella resistencia que se desarrolla en el suelo cuando se le aplica una carga a una velocidad mayor a la velocidad de drenaje de este; también, la resistencia al corte no drenado se da cuando se aplica una carga al suelo en condiciones no

drenadas. Por lo general, se realiza el ensayo a la resistencia al corte no drenado en arcillas debido a su baja capacidad de permeabilidad, puesto que, si se realizará una prueba drenada, esta demandaría bastante tiempo. Por otro lado, la resistencia al corte no drenado se considera en muchos casos como el escenario más desfavorable en diversos proyectos de cimentaciones, por lo cual, es necesario conocer dicho parámetro para un diseño adecuado de cimentación. Cuando se realiza el ensayo de corte no drenado, el contenido de agua y volumen de la muestra permanecen constantes. Por lo general, se analiza el comportamiento de las arcillas al corte no drenado, cuando estas están en condiciones saturadas, con lo cual, se permite asumir un ángulo de fricción igual a cero ($\phi=0$), con ello, la resistencia al corte no drenado vendría a ser igual a la resistencia al corte de la muestra. La Figura 1 presenta la envolvente de falla para un ensayo triaxial no consolidado no drenado.

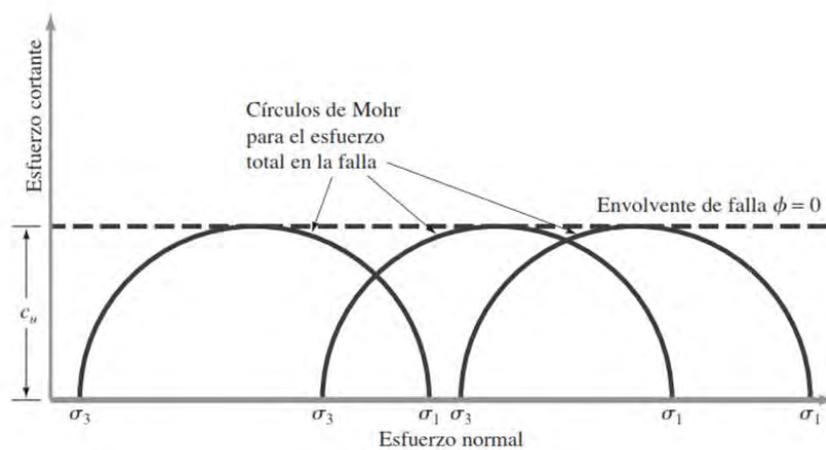


Figura 1. Circulo de Mohr para esfuerzo total y envolvente de falla ($\phi = 0$) obtenido de Braja (2015)

Según Suarez (2009), la resistencia al corte no drenado en arcillas normalmente consolidadas es menor que la resistencia al corte drenado; mientras que para arcillas sobreconsolidadas ocurre lo contrario, esto debido a la reducción de esfuerzo intersticial y al aumento de esfuerzo efectivo.

Una de las pruebas más comunes y apropiadas para obtener la resistencia al corte no drenado es el ensayo triaxial. Este tipo de ensayo permite determinar las propiedades del terreno con una alta precisión, ya que, en ellos se puede simular diversas cargas horizontales y verticales; también, se puede simular el efecto del agua en los poros de la muestra a ensayar. Sin embargo, a pesar de que el ensayo triaxial sea un ensayo preciso y completo, posee algunas desventajas como la laboriosa preparación de la muestra; además, de ser un ensayo caro, por otro lado, se hace uso de muestras inalteradas pero que no necesariamente conservan todas las

características que el terreno posee *in-situ*. Ante ello, muchos proyectos de gran envergadura hacen uso de diversos ensayos *in-situ* como alternativa a los costosos ensayos triaxiales, con los cuales se puede llegar a obtener la resistencia al corte no drenado en campo.

2.2. Ensayos in situ

El desarrollo de pruebas de campo (y la tecnología que permita realizarlos) se ha convertido en una necesidad para la geotecnia, construcción y los proyectos ingenieriles en general. Investigadores reconocen la dificultad que supone obtener muestras inalteradas para ensayos de laboratorio, razón por la cual muchos de estos ensayos obtienen resultados no representativos de la muestra. Adicionalmente, los ensayos de laboratorio demandan cantidades importantes de tiempo y recursos, razón por la cual las pruebas de campo han incrementado su popularidad en tiempos recientes.

2.2.1. CPTu

Este es uno de los ensayos más completos, ya que, permite conocer a detalle el perfil geotécnico o tipo del terreno y obtener parámetros precisos *in situ*.

2.2.1.1. Descripción del método, obtención de parámetros

El ensayo CPTu o más conocido como ensayo piezocono es un ensayo *in-situ*, el cual consiste en penetrar el suelo a estudiar con una punta cónica a una velocidad constante y medir el esfuerzo necesario requerido para la penetración de la punta en el suelo. También se mide la fricción lateral haciendo uso de un mango especial para la medición de presiones intersticiales, para ello se hace uso de un material poroso incorporado ya sea en la punta cónica u_1 , detrás de la punta cónica u_2 y detrás del mango especial u_3 , siendo más común la medición en u_2 . En la Figura 2 se muestra el esquema de presiones de un CPTu.

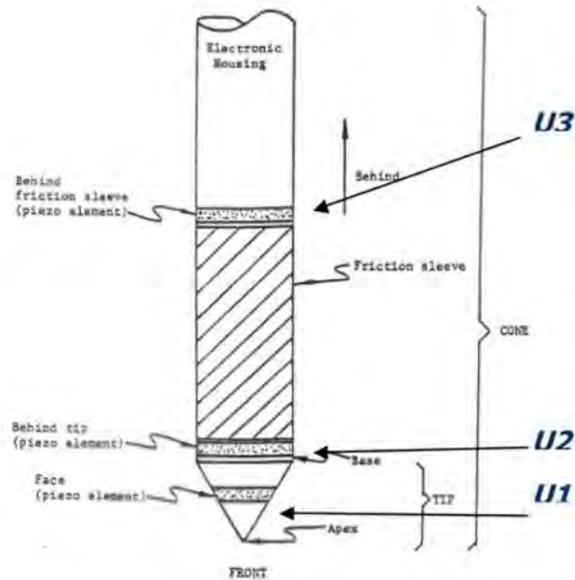


Figura 2. Esquema de presiones (Devincenzi & Frank, 2004)

Una de las grandes ventajas del ensayo CPTu deviene en la precisión de reconocimiento de las diferentes capas o lentes del perfil geotécnico del suelo a estudiar, además, de obtener diversos parámetros del terreno *in-situ*. Algunos de los parámetros a obtener son los siguientes: Resistencia al corte no drenado, coeficiente de consolidación vertical y radial, grado de pre consolidación para suelos arcillosos, permeabilidad; por último, el ensayo CPTu se puede correlacionar con el ensayo SPT. Según la norma ASTM D5778 – 20 (2014) el ensayo CPTu proporciona un registro detallado de la resistencia de la punta del cono, el cual, es de mucha utilidad para evaluar la estratigrafía del terreno, además, de obtener diversas propiedades ingenieriles. Por otro lado, con los registros de fricción y presiones intersticiales se puede proporcionar una clasificación del suelo y correlaciones para las propiedades índice del suelo.

2.2.1.2. Limitaciones

Si bien el ensayo CPTu se puede realizar en todos los suelos, se debe evitar el uso de este en terrenos muy densificados donde el rechazo sea casi inmediato (suelos cementados, rocas, gravas, y demás materiales térreos con alta densidad), ya que podría ocasionar daños al equipo. La mayor cantidad de correlaciones se desarrollaron para suelos transportados, normalmente consolidados y ligeramente consolidados (Adolfo et al., 2015).

2.2.1.3. Interpretación de resultados

- Estratigrafía:

Para hallar perfil geotécnico del terreno haciendo uso del registro de datos del ensayo CPTu, la atención se concentra en el comportamiento del suelo al momento de realizar la prueba. Si bien la prueba no proporciona un resultado directo del tipo de suelo que está presente, este se puede conocer mediante el esfuerzo requerido por la punta y la fricción registrada por el manguito, ya que, para suelos granulares la resistencia en la punta será elevada, caso contrario sucederá para suelos cohesivos, ya que, presentarán una baja resistencia en la punta.

Para la clasificación del suelo, haciendo uso del registro de datos del ensayo CPTu, se puede realizar por medio del gráfico de Robertson (1990) que se presenta en la Figura 3.

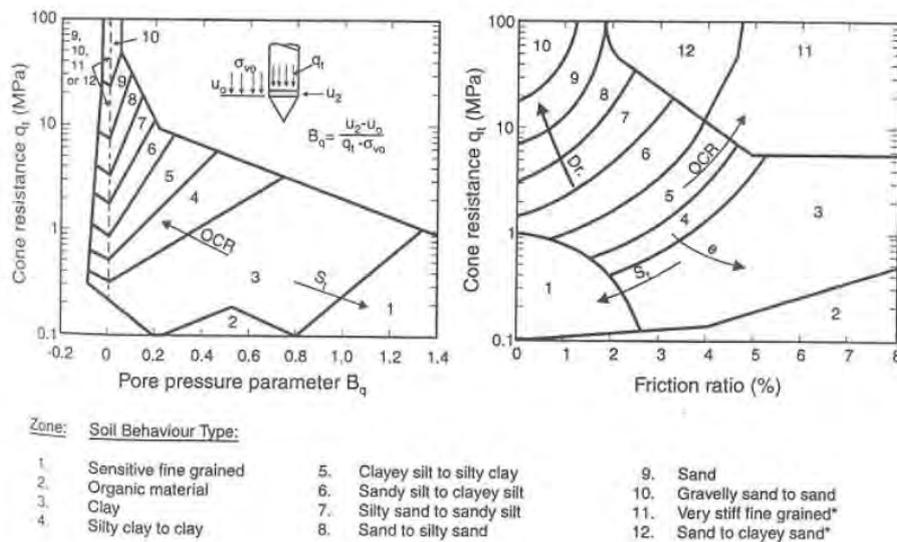


Figura 3. Clasificación de suelos por comportamiento según Robertson (1990)

Para hacer uso de dicha carta, se debe hacer uso de los valores registrados por el ensayo CPTu, dichos valores deberán ser corregidos. A continuación, se presenta las correcciones necesarias a realizar para la resistencia en la punta y la presión de poros.

- Resistencia en la punta corregida (q_t)

$$q_t = q_c + u_2 \left(1 - \frac{A_n}{A_c}\right)$$

Donde:

- q_t : Resistencia en la punta corregida
- q_c : Resistencia en la punta
- u_2 : Presión de poros registrada detrás de la punta cónica
- A_c : Área exterior

A_n : Área interior

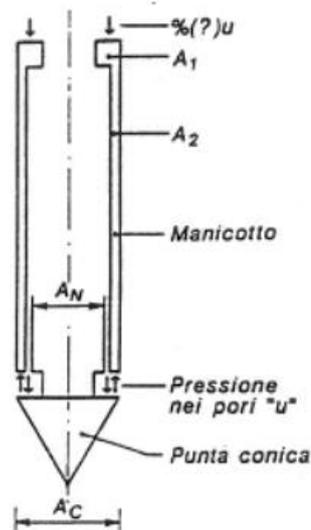


Figura 4. Dimensiones ensayo CPTu (Devincenzi & Frank, 2004)

- Parámetro de presión de poros corregido (B_q)

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_n - \sigma_{v0}}$$

Donde:

u_0 : Presión de poros en equilibrio

σ_{v0} : Esfuerzo efectivo

Si bien el ensayo CPTu no permite la extracción de muestras, se puede complementar el ensayo con una perforación o algún método de investigación directa, que permita la extracción de muestras y con ello corroborar los parámetros obtenidos *in situ*, mediante el ensayo en laboratorio de dichas muestras.

- Resistencia al corte no drenado en suelos cohesivos

No existe un valor único para la resistencia al corte no drenado s_u , debido al complejo comportamiento del suelo cohesivo, las variaciones de esfuerzos por las diferentes direcciones de las cargas aplicadas, la anisotropía del terreno, velocidad de deformación y demás. La cohesión no drenada o resistencia al corte no drenado se puede hallar haciendo uso de diversas correlaciones, las cuales depende del esfuerzo de en la punta cónica, presión intersticial, límite líquido y demás. La correlación más usada en el ámbito geotécnico es la que está en función de

la resistencia en la punta cónica (qc). Se presenta en la Ecuación 1 una expresión para hallar la resistencia al corte no drenado.

Ecuación 1. Resistencia al corte no drenado (Lune, Robertson y Powell, 1997)

$$S_u = \frac{q_{t-\sigma'_{v0}}}{N_k}$$

Donde:

S_u : Cohesión no drenada
 N_k : Factor de cono

El factor de cono N_k varía entre 5 y 20, siendo un valor convencional 9 ± 3 (Senneset en Powell, 2005). Por otro lado, de conocer el límite líquido del suelo, se puede usar la expresión de la Ecuación 2 para determinar la resistencia al corte no drenado.

Ecuación 2. Resistencia al corte no drenado en función al límite líquido (Larsson y Mulabdic, 1991)

$$S_u = \frac{q_{t-\sigma'_{v0}}}{13.4 + 6.65LL}$$

Donde:

LL : Límite líquido

Las presiones intersticiales en suelos cohesivos se pueden medir con una notable exactitud (Devincenzi & Frank, 2004). Por ello, cuando se presenten valores de resistencia a la punta con gran incertidumbre, se puede realizar la estimación de la resistencia al corte no drenado en función de la presión de poros como se muestra en la Ecuación 3. La presión de poros debería ser registrada en la posición u_2 .

Ecuación 3. Resistencia al corte no drenado en función de la presión de poros (Randolph y Worth, s.f.)

$$S_u = \frac{\Delta U}{N_{\Delta U}}$$

Al ser $N_{\Delta U}$ un parámetro variable en función de sobre consolidación de los suelos y sensibilidad de estos, se puede hacer uso de una expresión en función de límite líquido y la presión de poros que se muestra en la Ecuación 4. La ubicación de registro de la presión intersticial u_1 se definió con anterioridad en la figura de esquema de presiones.

Ecuación 4. Resistencia al corte no drenado en función de la presión de poros y el límite líquido (Larsson y Mulabdic, 1991)

$$S_u = \frac{\Delta U1}{17.23 - 1.65LL}$$

2.2.2. Presurómetros PBPM

2.2.2.1. Descripción del método, obtención de parámetros

De acuerdo a la norma ASTM D4179-20, la prueba del presurómetro, presurímetro o presiómetro pre perforado PBPM (prebored pressure meter, en inglés) consiste en colocar una sonda cilíndrica inflable dentro de una perforación en el suelo, expandir la sonda en dirección radial y luego medir tanto cambios de presión como de volumen con una unidad de control hasta que el suelo ceda de manera abrupta cuando la presión alcanza su estado límite P_L , la cual se estima con las últimas lecturas de la prueba. Otro parámetro obtenido de la prueba es el módulo de presurómetro, E_p , el cual se obtiene con la historia de cambios de presión y volumen a lo largo de la prueba, la cual debe realizarse en una perforación cilíndrica de diámetro ligeramente mayor que el de la sonda. En este sentido, la norma reconoce que los métodos y herramientas usados para perforar el suelo tienen efectos sobre los resultados obtenidos que pueden tener mayor significancia cuando el ensayo se ejecuta sobre arcillas blandas.

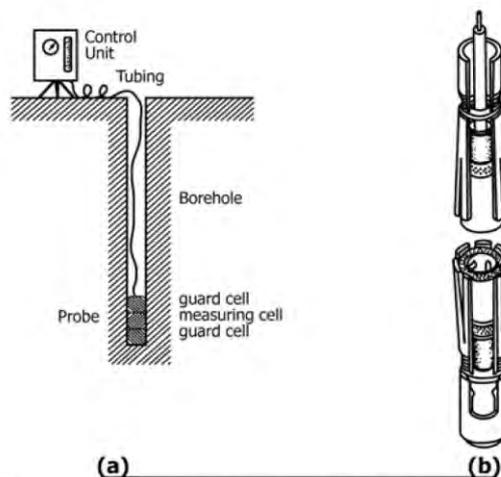


FIG. 1 a) Basic Principles of the Triple Cell Design Pressuremeter (Baguelin, Jézéquel and Shields, 1978), b) Slotted Tube with Probe

Figura 5. Esquema del funcionamiento de un PBPM y diagrama de la sonda ranurada (ASTM D4179-20, 2020).

2.2.2.2. Limitaciones

Las técnicas de perforación varían principalmente por el equipo utilizado en cada caso. Los métodos más comunes utilizan martillos rotatorios-vibratorios con inyección de aire o lodo

preparado. Cuando se investigan arcillas, se recomienda usar este método en aquellas de consistencia firme a dura como primera opción y, como segunda opción, en arcillas de consistencia blanda. Por otro lado, aún se utilizan métodos manuales que utilizan equipos como la barrena de Auger. Este método es recomendable cuando se investiguen arcillas de consistencia firme a muy firme. No se recomienda usar barrenas de Auger en arcillas blandas y su aplicación en arcillas duras es nula.

Existen métodos alternativos a los propuestos por la norma ASTM D4179, como el método de perforación mecánica MDS (mechanic drill system, en inglés) con el cual se busca mantener la verticalidad de la perforación, así como un diámetro constante, utilizando como base la técnica de los martillos rotatorios, con la ventaja de ser considerablemente más ligeros, con un peso de alrededor de 1/15 veces el del martillo rotatorio-vibratorio, menor tiempo de ensamblaje y operación respecto al método mencionado, al mismo tiempo que produce mejores resultados que las barrenas de Auger para un rango mayor de consistencias de la arcilla. (Masoud et al., 2013, p.907).

Según investigaciones realizadas, los resultados provenientes de las pruebas PBPM dependen de la calidad de la perforación, lo que incluye su diámetro, verticalidad y limpieza. Dos condiciones principales deberían cumplirse para elaborar la curva presión-volumen de manera óptima luego del ensayo PBPM: primero, que el diámetro de la perforación D_H sea entre 1,03 y 1,20 veces el diámetro de la sonda, D ; y segundo, que al momento de aplicar esfuerzos a las paredes del agujero, la sonda cause las menores alteraciones posibles. Debido a esto, investigadores resaltan la importancia de la elección del método de perforación. Briaud y Gambin (1984), cuyos métodos son recomendados por la norma ASTM D4179, señalan que la prueba debe realizarse inmediatamente después de haber excavado la perforación y que no debe tomarse por sentado que una sola excavación sería suficiente, sino que se debe contar con la capacidad para utilizar varias técnicas de perforación, con el fin de determinar cuál se adecúa mejor a las condiciones en campo, tomando en cuenta el tamaño de las partículas y la saturación del suelo, entre otros factores.

2.2.2.3. Interpretación de resultados

Como se explicó en 2.2.2.1, la prueba con el presurómetro PBPM obtiene dos parámetros, E_p y P_L , por medio del registro de cambios de volumen y presión al momento de expandir la membrana del instrumento. Las alternativas propuestas por la norma ASTM D4179.2600 indican registrar los cambios de volumen para incrementos constantes de presión

o viceversa, y tras realizar correcciones debido a diferencias de presión entre la unidad de control y la sonda en la primera alternativa, y correcciones debido a la calibración del equipo en ambas, se pueden utilizar los valores registrados de volumen y presión para calcular el valor del módulo del presurómetro con la ecuación Ecuación 5. Por otra parte, la norma define la presión límite como el valor que toma la presión cuando la sonda del presurómetro alcanza un volumen igual al doble del de la perforación.

Ecuación 5. Módulo del presurómetro (ASTM D4719.2600, 2020)

$$E_p = 2(1 + \mu)(V_0 + V_m)(\Delta P / \Delta V)$$

Donde:

- V_0 : Volumen ‘cero’ de la sonda, con la membrana sin inflar (ml)
- ΔV : Incremento de volumen corregido sobre el tramo recto de la curva (ml)
- ΔP : Incremento de presión corregida sobre el tramo recto de la curva (kPa)
- V_m : Volumen corregido al medio de ΔV (ml)
- μ : Módulo de Poisson, con un valor recomendado de 0,33

El modelo de la curva para la primera alternativa del ensayo se muestra en la Figura 6, en la cual se puede apreciar a detalle los parámetros de la Ecuación 5. Para determinar el valor de P_L , es necesario elaborar una gráfica de la inversa del volumen corregido vs la presión corregida, ubicar los puntos registrados luego de la presión de fluencia de la curva original, que deberían formar una recta, extender la línea hasta el valor correspondiente de la inversa de $V_0 + 2V_i$ y proyectar este punto sobre las abscisas, obteniendo el valor de P_L . El modelo de este gráfico se presenta en la Figura 7.

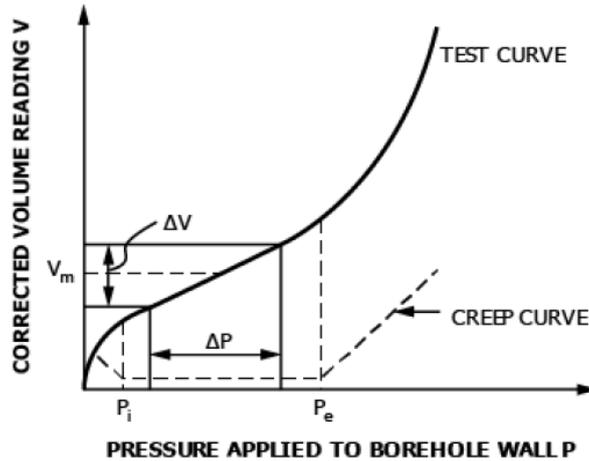


Figura 6. Curva de la prueba PBPM (ASTM D4179.2600, 2020)

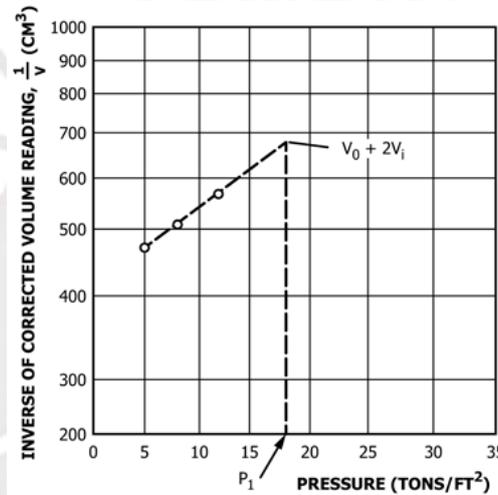


Figura 7. Determinación de la presión límite (ASTM D4179.2600, 2020)

2.2.3. Presurómetros SBPM

2.2.3.1. Descripción del método, obtención de parámetros

Las pruebas de presurómetro auto-perforante SBPM (self-boring pressure meter, en inglés) tienen como objetivo la inserción forzada de una sonda cilíndrica dentro de una perforación con poca o mínima alteración, para expandir la membrana flexible de goma alrededor de la sonda, induciendo a la falla del suelo debido a incrementos de presión. Aunque los presurómetros fueron inventados en 1956 por Menard, las pruebas de tipo SBPM fueron introducidas a inicios de la década de los 70 y, en aquel entonces, eran los únicos ensayos in situ útiles para determinar la presión lateral del suelo, su resistencia al corte, comportamiento esfuerzo-deformación y, en algunos casos, el coeficiente de consolidación. No obstante, a

medida que la realización de este ensayo se ha vuelto más común, investigadores han encontrado inconsistencias en los datos provenientes del ensayo (Benoit y Clough, 1986).

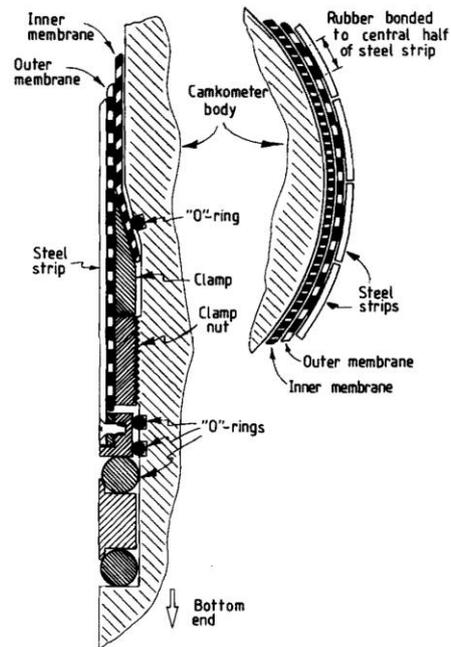


FIG. 6—Longitudinal and transverse sections through protective sheath on Camkometer (schematic).

Figura 8. Secciones longitudinales y transversales del SBPM de la Universidad de Cambridge, denominado 'Camkometer' (Drnevich, Fahey, Jewell & Brown, 1988).

2.2.3.2. Limitaciones

Dado que es inevitable la alteración del suelo durante la prueba SBPM, algunos autores recomiendan mantener constantes los factores de alteración del suelo mientras se realiza la prueba, es decir, mantener sobre esforzado o sub esforzado el terreno antes de la expansión de la membrana. Además, se recomienda conocer la historia de esfuerzos para una mejor interpretación de resultados. Por otra parte, de realizarse una descarga en el suelo previa a la expansión del presurómetro, debido al uso incorrecto del instrumento, se obtienen mayores valores de s_u , mientras que al realizar cargas previas a la expansión tiene como resultado la obtención de menores valores del mismo parámetro en arcillas no consolidadas y mayores en arcillas sobre consolidadas (Huang et al., 1991, p. 1564).

Debido a que los parámetros más importantes del ensayo, como s_u , se obtienen al comienzo de la prueba, y que este tramo se ve seriamente afectado por los cambios de deformación en el tiempo y la alteración del suelo, se debe tratar la información obtenida previo a la interpretación de resultados utilizando métodos como el ajuste de curvas. Dado que existe

consenso en la inevitabilidad de la alteración del suelo causada por pasos del ensayo, como la inserción del equipo, se recomienda el uso de presurómetros de empuje (PIPM, push-in pressure meter) como una alternativa más económica, que presenta resultados con una distorsión comparable a la de los SBPM, manteniendo el sobre esfuerzo constante, y así también, la alteración del suelo (Huang et al., 1991, p. 1564). Desafortunadamente, no existe estándar ASTM correspondiente al ensayo auto-perforante: los códigos existentes son europeos, que a su vez son copias del estándar ISO 22476-6 en sus distintas versiones, siendo de 2018 la más reciente; los estándares ISO tienen menor difusión en el contexto de la ingeniería geotécnica peruana y latinoamericana en general, siendo más usados en Europa y Asia. Esto puede deberse a que los estándares ISO, además de la familiaridad con los sistemas de unidades y las definiciones europeas, no cuentan con versiones en español.

2.2.3.3. Interpretación de resultados

Los parámetros que se obtienen del ensayo SBPM son los mismos que los del ensayo PBPM, que fueron discutidos en la sección 2.2.2.3.

2.2.4. Plate Load Test (PLT)

2.2.4.1. Descripción del método, obtención de parámetros

La prueba placa de carga o *plate load test* es una prueba in situ que determina la capacidad de carga última del suelo y el asentamiento probable debido a una carga dada, usada generalmente en el diseño de cimientos poco profundos. Fue desarrollada por los noruegos Janbu y Sennehet en 1973 (Kay y Parry, 1983). Para realizar esta prueba, se excava un pozo de al menos 5 veces el tamaño de la placa a usar, la placa se coloca a la profundidad deseada. En el centro del pozo, se crea un pequeño agujero del tamaño de la placa de acero. El nivel inferior del agujero debe corresponder al nivel de la base de zapata. La profundidad del orificio se crea de manera que la relación entre la profundidad y el ancho del orificio sea igual a la relación entre la profundidad real y el ancho real de la base de cimiento.

Se coloca una columna en el centro de la placa. La carga se transfiere a la placa a través de la columna ubicada en el centro. Se pre-aplica una carga de asiento de $0,7 \text{ t/m}^2$ y se libera, anotando las lecturas iniciales. Luego se procede a aplicar la carga gradualmente y se registra el asentamiento por cada incremento de la carga. En un momento dado, se produce un asentamiento a una velocidad rápida, se calcula la carga total hasta ese punto y se divide por el área de la placa para determinar la capacidad de carga última del suelo a esa profundidad. La

capacidad de carga máxima se divide luego por un factor de seguridad (típicamente 2,5 ~ 3,0) para determinar la presión admisible.

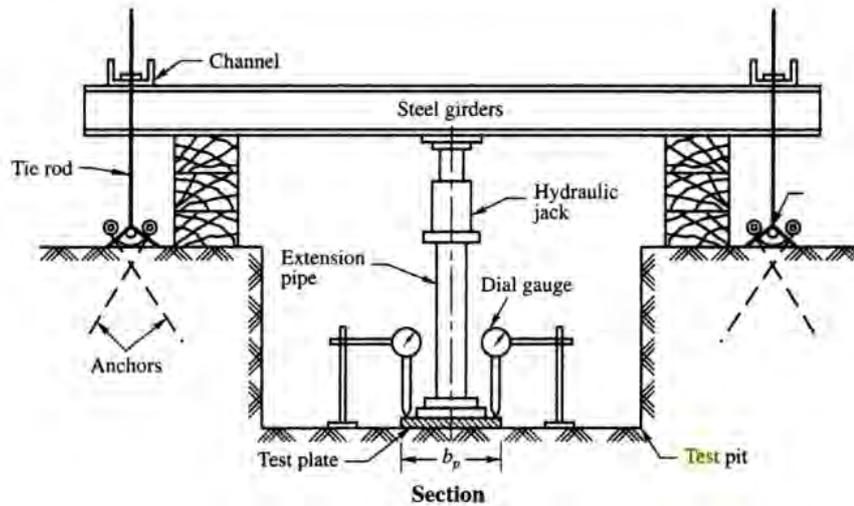


Figura 9. Armado de prueba (Murthy, V.N.S., 2002).

2.2.4.2. Limitaciones

La prueba analiza una profundidad máxima del doble de la profundidad del ancho de la placa de apoyo, cuando la zona de influencia de una cimentación tiene una profundidad mayor. Esto quiere decir que la prueba solo es aplicable cuando el perfil del suelo en la zona del proyecto es uniforme: las condiciones del suelo, en términos de consistencia, podrían ser más desfavorables que las obtenidas en el ensayo, y podrían ser no tomadas en cuenta. La capacidad de carga para suelos arcillosos es similar a la capacidad de carga obtenida de la prueba de carga de placa, lo que no se da en suelos arenosos densos ya que la capacidad real es mayor, además de no calcular asentamientos en periodos largos. En el caso de los suelos arcillosos en particular, debido a la corta duración del ensayo, el asentamiento medido durante la carga no debe considerarse en el estado de falla del suelo (Patel, 2019). Adicionalmente, como se observa en el esquema del instrumento en la Figura 9, los ensayos PLT pueden llegar a ser muy complejos y costosos (Mitchell, Guzikowski y Villet, 1978).

2.2.4.3. Interpretación de resultados

La curva de carga-asentamiento es un gráfico logarítmico donde la carga aplicada se traza en el eje X y el asentamiento en el eje Y. Cuando los puntos se trazan en el gráfico, la curva se rompe en un punto. La carga correspondiente a ese punto de ruptura se considera la carga última. Luego, la capacidad de carga máxima se divide por un factor de seguridad adecuado para determinar la capacidad de carga segura del suelo desde la base.

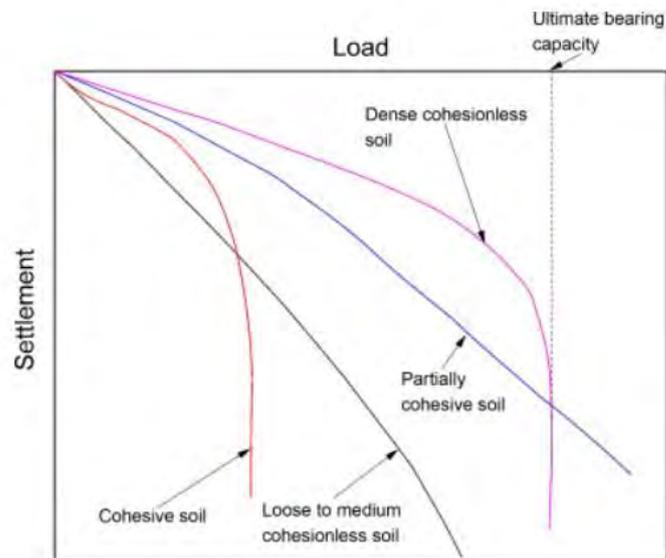


Figura 10. Curvas típicas de carga-asetamiento para distintos tipos de suelo (Patel, 2019).

En suelos arcillosos, a diferencia de ensayos realizados sobre arenas, la capacidad de carga del suelo no depende del tamaño de la placa usada, por lo que este parámetro es igual a la capacidad de carga registrada. De acuerdo a la norma ASTM D1195/D1195M (2015), el ensayo se limita a registrar los datos de carga y asentamiento, además de temperatura local: no se establece parámetros a ser obtenidos directamente con los datos del ensayo.

2.2.5. Screw Plate Load Test (SPLT)

2.2.5.1. Descripción del método, obtención de parámetros

La prueba de carga de la placa de tornillo se puede realizar a cualquier profundidad por debajo del nivel del suelo utilizando una placa de forma helicoidal que se atornilla al suelo a una profundidad de prueba, sin ninguna perturbación. La placa helicoidal (1) tiene 200 mm de diámetro y tiene un área equivalente 315 centímetros cuadrados, y conectado a la superficie con un sistema de varillas coaxiales que permiten hundir. sincronizar el paso de la hélice con la velocidad de rotación del sistema de hundimiento. Primero se baja la placa helicoidal a la base de un orificio pretaladrado de 254 mm de diámetro (aproximadamente) y luego avanzó unos 300 mm (1,5 diámetros) debajo del fondo del agujero por rotación. Para eliminar la perturbación en el suelo por debajo de la profundidad de prueba durante el avance de la placa de tornillo, su avance debe ser controlado manteniendo su movimiento descendente en cada revolución igual a un paso del tornillo. Se coloca un marco en forma de H de tamaño adecuado con unas pequeñas vigas y unas placas cuadradas de 122,5 kg sobre cuatro columnas de ladrillo para

soportar la reacción del gato hidráulico y está firmemente anclado mediante dos varillas roscadas (2).

Un gato hidráulico (5) se coloca entre la parte inferior de la celda de carga (6) y la parte superior de las varillas verticales (3) para la aplicación de la carga. La carga de 0.05 toneladas en las varillas internas se aplica mediante un gato hidráulico y se mide con precisión mediante una celda de carga conectada a un registrador de datos digital (4). Primero se aplica una carga de asiento de 100 kg, que se libera después de 15 minutos. Luego, la carga se aplica en incrementos. El asentamiento se registra a partir de dos medidores (sensibilidad 0,01 mm) durante 20 minutos bajo cada carga (Noor, Haider e Islam, 2018, p.1250). El esquema del funcionamiento del instrumento se muestra en la Figura 11.

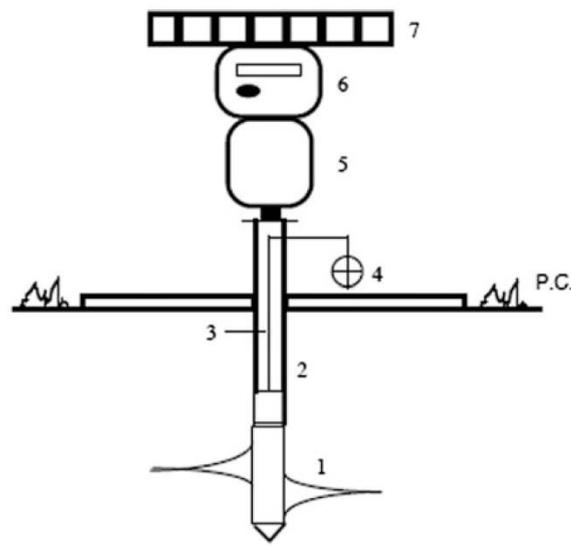


Figura 11. Esquema de la disposición de prueba de carga de placa de tornillo (Noor, Haider, e Islam, 2018).

2.2.5.2. Limitaciones

Tanto las pruebas PLT como SPLT tienen la capacidad de proveer parámetros confiables de cambio de volumen; sin embargo, debido a limitaciones de carácter temporal su uso en la práctica se restringe casi completamente a arenas y suelos ligeramente cohesivos (Mitchell et al., 1978) bajo el nivel freático (Mitchell y Gardner, 1975 en Mitchell et al., 1978). En particular, las pruebas SPLT son bastante más adecuadas para suelos arenosos donde el muestreo presenta dificultades y menos adecuadas para pruebas sobre arcillas, excepto para determinar deformaciones inmediatas a la aplicación de cargas, debido a la inversión en tiempo que significaría realizar un ensayo de consolidación de una muestra de suelo.

2.2.5.3. Interpretación de resultados

La intensidad de carga y las observaciones de asentamiento de los SPLT se grafican en la curva de presión-asentamiento. Se usará la capacidad de carga última del suelo por debajo de la profundidad de prueba. Finalmente, la capacidad de carga máxima se divide luego por un factor de seguridad (típicamente 2,5 ~ 3,0) para determinar la presión admisible.



Figura 12. Ejemplo curva Carga-Asentamiento (Noor, Haider e Islam, 2018)

Actualmente, no existen normas que estandaricen el ensayo en discusión, y su aplicación se reduce a la medición de la compresibilidad vertical, capacidad de carga y estabilidad dinámica de suelos no cohesivos sueltos y medianamente densos, como sustituto de la prueba PLT para evitar problemas de tipo técnico; sin embargo, investigaciones realizadas han logrado establecer relaciones entre parámetros que pueden ser obtenidos durante la prueba con la resistencia al corte del terreno.

2.2.6. Ensayo de veleta

2.2.6.1. Descripción del método y obtención de parámetros

El método de veleta consiste en la incrustación de un molinete en forma de cruz en el terreno inalterado cada cierta longitud marcada en el instrumento, para luego aplicarse un torque gradual hasta producir el corte o rotura del terreno. Tiene como objetivo el determinar el parámetro de resistencia al corte no drenado in situ de un suelo a través de la fuerza de corte aplicada, la cual es registrada por un dial o torquímetro en su parte superior. La Figura 13 muestra un esquema de su funcionamiento.

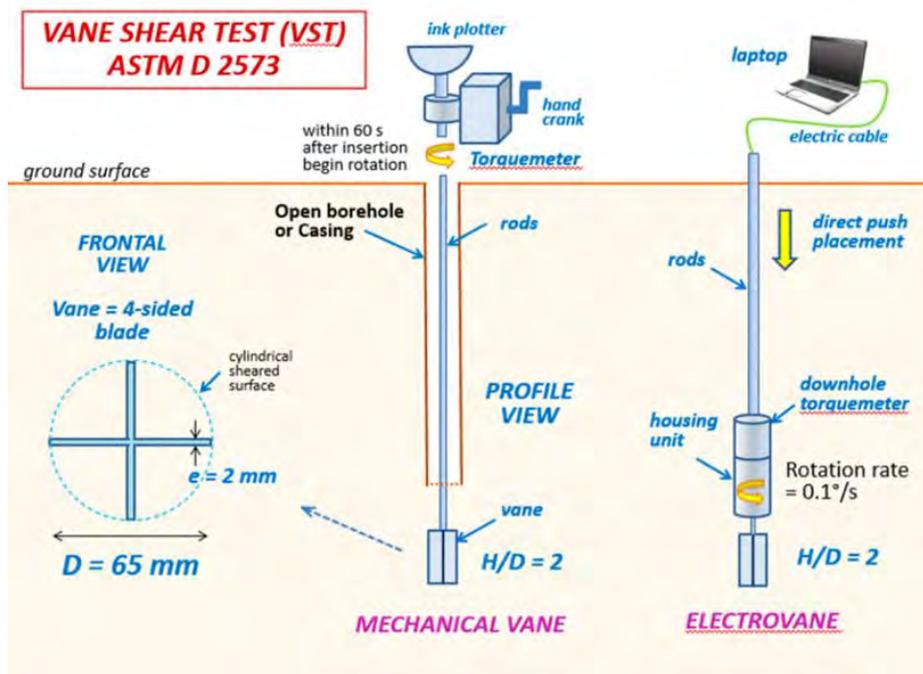


Figura 13. Esquema de funcionamiento del ensayo de veleta. (Mayne, 2018)

Primero, es necesario que se verifique que el suelo que se evaluará sea cohesivo y cumpla con las características necesarias, revisar la limpieza del aparato, que el marcador del medidor se encuentre en cero y libre de movimiento, y que la veleta se encuentre en buen estado (apta para ser usada). Se procede a introducir la veleta hasta la profundidad de investigación con un empuje simple o, de ser necesario, usando un martillo y una tabla de madera para proteger el equipo.

Con la veleta ya ubicada, aplicar un giro con un ratio de $0,1^\circ/\text{s}$ ($6^\circ/\text{min}$) como máximo. El tiempo en que se produce la falla varía según la dureza del material. Es importante que se mantenga de manera fija la altura de la veleta durante la rotación, ya que de no ser así se pueden necesitar esfuerzos mayores innecesarios. Anotar el torque máximo registrado. Luego, se aplicarán un mínimo de 10 vueltas rápidas, para luego repetir la medición con el ratio mencionado anteriormente. Esto se hace con el propósito de calcular la resistencia residual o moldeada. En el caso de que la veleta no cuente con revestimiento, es necesario que se determine previamente la fricción entre la varilla de acero y el suelo en cada sitio, con el fin de hacerse la corrección a posteriori. En el caso de que la veleta esté totalmente aislada del material, debe determinarse la fricción de los cojinetes y guías en cada punto de exploración. De tratarse de un equipo que trabaja adecuadamente, la fricción será despreciable.

2.2.6.2. Limitaciones

Su uso se restringe en exclusiva a suelos cohesivos saturados con $suv < 200 \text{ KPa}$ sin grava, arena y suelos que permitan el drenaje; y sirve de complemento a las investigaciones hechas mediante calicatas y/o perforaciones. Esto se debe a que en otro tipo de suelos se obtendrían mucha variabilidad de resultados. Se considera muy importante considerar la posible fricción que cada parte del instrumento podría experimentar durante el ensayo, ya que podría ser considerada erróneamente como parte de la resistencia al corte del suelo. Su proceso suele ser lento debido a la velocidad de giro por ensayo (6° por minuto), vueltas adicionales necesarias y las profundidades a las que se hacen las pruebas, las cuales se recomiendan hacerse por tramos de 76 cm. La existencia de elementos extraños o distintos a las arcillas, como lentes de arena, afectarían los resultados obtenidos, por lo que es necesario que se realice un sondeo previo del suelo a estudiar.

2.2.6.3. Interpretación de resultados

Para obtener la resistencia al corte del terreno s a partir del ensayo de veleta se debe emplear la relación expresada por la Ecuación 6. El valor de la constante K depende de la forma y el tamaño del instrumento, además del sistema de unidades en el que se esté trabajando. La Tabla 1 recoge algunos valores del parámetro, en unidades del Sistema Internacional.

Ecuación 6. Resistencia al corte a partir del ensayo de veleta

$$s = \frac{T}{K}$$

Donde:

T : Momento torsor aplicado al instrumento, en N-m

K : Constante dependiente de la forma y tamaño de la veleta, en m^3

Tabla 1. Valores de la constante K en el SI (Instituto Nacional de Vías de Colombia, 2007)

Tipo de veleta	Valor de K
Rectangular	$\frac{\pi}{10^9} \left(\frac{D^2 H}{2} \right) \left(1 + \frac{D}{3H} \right)$
Cónica	$\frac{1}{10^9} (\pi D^3 + 0,37(2D^3 - d^3))$
Rectangular $L/D > 2$	$\frac{3,66D^3}{10^9}$

Donde:

- D : Diámetro de la veleta, en mm
- H : Altura de la veleta, en mm
- d : Diámetro de la varilla, en mm

Se suele admitir, a manera de simplificación, que la tensión de corte máximo es la misma en toda la superficie circunscrita de la veleta (Muelas, 2001). Esto no es totalmente cierto, especialmente cuando se usa veleta rectangular, ya que distintos puntos del cilindro pueden estar en plasticidad o elasticidad, mostrando valores distintos. Normalmente estas desviaciones suelen ser despreciables. Bjerrum considera la necesidad de aplicar un factor de corrección μ a los resultados obtenidos en el ensayo, en función del índice de plasticidad IP del material. Esto debido a que se ha demostrado en diversos estudios en terraplenes sobre arcillas plásticas, que hay diferencia entre la cohesión en el terreno y en el ensayo. La Figura 14 muestra la relación de este factor con el índice de plasticidad, propuesta por Bjerrum.

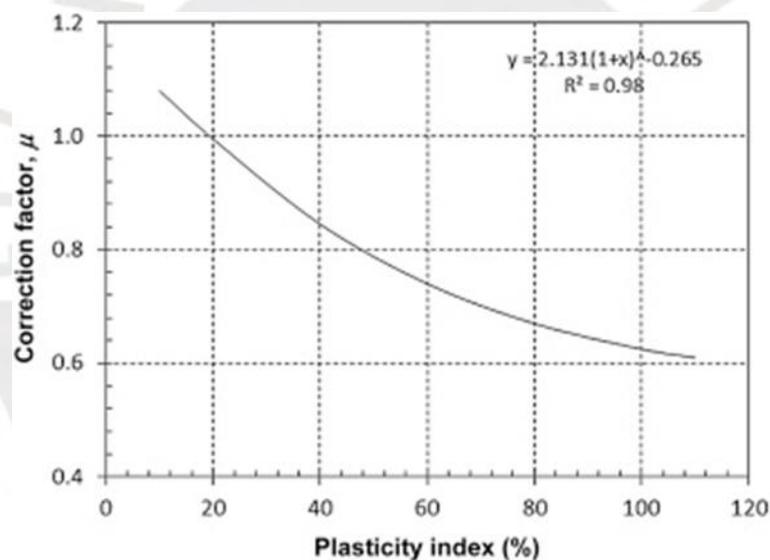


Figura 14. Factor de corrección según el índice de plasticidad (Kayabali, 2015)

Finalmente, los resultados de resistencia obtenidos por este método pueden ser usados para el cálculo de cargas de hundimientos en diversos tipos de cimentaciones, como las zapatas y los pilotes, siempre y cuando se aseguren las condiciones no drenadas. También, se puede aplicar en el estudio de estabilidad de taludes (Muelas, 2001).

CAPÍTULO III: Desarrollo de la investigación

3.1. Comparación de los métodos de obtención de los parámetros de resistencia al corte en arcillas

Un aspecto en común en todos estos ensayos es que, para determinar los parámetros necesarios para hallar la resistencia al corte, necesitan llevar al suelo hasta su ruptura. Los ensayos en base a presurómetros trabajan hasta obtener la presión lateral que rompa el suelo; el Plate Load Test y el Screw Plate Test, hasta conseguir la compresión que la produzca; mientras que el Ensayo de Veleta, hasta que se produzca el torque máximo. Además de ello, algunos registran valores intermedios de ciertos parámetros durante el proceso mismo del método, lo cual permite evaluar la evolución de éstos y detectar posibles anomalías y/o inconsistencias. Por ejemplo, el Plate Load Test y el Screw Plate Test permiten ir obteniendo la relación entre la carga aplicada y el asentamiento del terreno, reflejado en un gráfico carga-asentamiento. Para el caso de los presurómetros, registra el cambio de presión y volumen, mientras que el ensayo de veleta va registrando el torque aplicado cada cierto tramo de profundidad.

Algo muy importante en estos ensayos es que es necesario que la perturbación del terreno sea la mínima posible, ya que de otra manera los resultados obtenidos variarían significativamente de los reales. Esto depende mucho de la calidad de perforación según el procedimiento que cada método necesita. En este aspecto, el ensayo de veleta tiene ventaja ya que causa poca alteración y se puede considerar que debajo del fondo del agujero, el terreno está casi inalterado (Liang, 2010). En los demás casos son necesarias distintos tipos de correcciones debido a la interacción del equipo con el terreno. Una desventaja que todos estos ensayos presentan es que solo reflejan la resistencia en una cierta superficie de corte (Liang, 2010). Es decir, se ignoran las diferencias de ella que se pueden presentar en distintas capas cercanas a la superficie en contacto con los equipos y, en algunos casos como con la veleta, se asume que las propiedades del suelo tienen carácter isotrópico y se escoge un valor como representativo del ensayo. Esto definitivamente genera inexactitudes en los futuros cálculos a realizarse.

Respecto del tipo de arcillas donde se pueden aplicar, en su mayoría estos ensayos se deben aplicar en arcillas blandas y de granulometría fina, ya que de lo contrario los equipos pueden dañarse durante el proceso. Por el contrario, para los presurómetros BPMP y SBMP se recomienda que se usen en arcillas firmes a duras, y en segunda instancia en arcillas blandas. En términos de conveniencia general, el ensayo CPTu es el que más parámetros permite

conseguir en un solo coste (Resistencia al corte no drenado, coeficientes de consolidación vertical y radial, coeficiente de preconsolidación, resistencia en la punta, parámetro de presión de poros y esfuerzo efectivo), además de que mide la fricción lateral y es útil para detectar elementos extraños como lentes de arena, entre otros. A su vez, no necesita de tantos procedimientos previos o exploraciones adicionales para su ejecución y obtención de resultados apropiados.

En cambio, los demás ensayos sí necesitan una mayor documentación previa del suelo en la zona a estudiar y/o haber hecho una investigación por medio de calicatas o perforaciones; esto con el fin de garantizar la confiabilidad de los resultados (como para los ensayos con presurómetros) así como para complementarlos. En contraposición al CPTu, el ensayo que más dificultades presenta es el del presurómetro SBPM, ya que es el que mayores inconsistencias ha presentado debido a las alteraciones que produce la inserción de la sonda, lo que ha generado valores sobreestimados de sus parámetros en comparación con otros métodos. La Tabla 2 muestra los parámetros que se obtienen a partir de cada ensayo.

Tabla 2. Parámetros obtenidos a partir de ciertos ensayos

Parámetros	CPTU	PBPM	SBPM	PLT	SPLT	Veleta
Resistencia corte no drenado	x	x	x			x
Coeficiente de consolidación	x		x			
Coeficiente de pre consolidación	x					
Resistencia en la punta	x					
Parámetro de presión de poros	x					
Presión de poros	x					
Esfuerzo efectivo	x					
Presión límite		x	x			
Módulo de presurómetro		x	x			
Presión lateral del suelo						
Capacidad de carga última				x	x	
Asentamientos				x	x	
Coeficiente de permeabilidad	x					

Un caso interesante donde se puede ver la comparación de resultados entre dos métodos de testeo de arcillas blandas es el estudio hecho por Jeff Schaeffers e Ilmar Weemees (2012) en la localidad de Surrey, Canadá. En él, se usaron los métodos de CPTu, ensayo de veleta eléctrico y otros ensayos. El testeo para el CPTu se hizo a una velocidad de 2 cm/s y un registro de datos cada 5 cm, mientras que para el ensayo de veleta se siguió la norma ASTM D 2573-01. La

Figura 15 muestra los resultados obtenidos de resistencia al corte no drenado para el CPTu, ensayo de Veleta y otros dos métodos (Ball PT y DMT) para distintos valores de profundidad. Es necesario aclarar que tanto el Ball Penetrometer Testing (Ball PT) como el Flat Dilatometer Test (DMT) no fueron considerados en la revisión bibliográfica de la investigación en desarrollo, pero aun así es importante mencionar que también son métodos para estimar la resistencia al corte no drenado en arcillas.

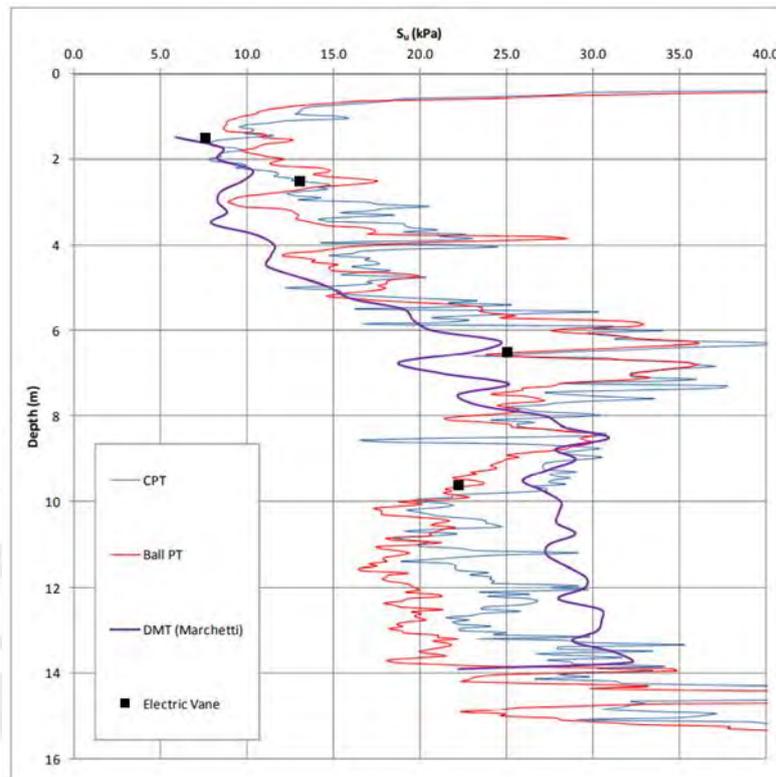


Figura 15. Valores de resistencia al corte no drenado según método y profundidad (Schaeffers, 2012)

Se observa que la curva que corresponde al ensayo CPTu (azul) y los puntos marcados para el ensayo de veleta coinciden entre sí en todo su desarrollo y son cercanos a las otras curvas hasta una profundidad estimada de 8 m. Pasados esta profundidad, los resultados para el CPTu tienden a mostrar una sobreestimación con respecto al Ball PT debido a que el CPTu no corrige los efectos de esfuerzo y a la exposición a la presión dinámica de poros (Schaeffers, 2012). Además, se confirma que es común que, para distintos ensayos, el valor de la resistencia al corte no drenado tiende a crecer a mayores profundidades de evaluación, debido a la mayor consolidación que se presenta usualmente en capas de suelo más profundas. Respecto al ensayo de veleta, el gráfico confirma que muestra valores muy aproximados, por lo que sería conveniente optar por él si es que se necesita solo el parámetro s_u .

Otro estudio respecto de suelos aluviales realizado en suelos de Poznań y Elblag, en Polonia, permitió obtener algunas correlaciones de considerable importancia respecto del ensayo CPTu y el ensayo de veleta (Mlynarek, Stefaniak & Wierzbicki, 2012). El estudio tuvo 3 propósitos principales: evaluar las propiedades de esos suelos, determinar su viabilidad de uso en cimentación y en estructuras en base a tierra, e investigar sobre los efectos de la sobreconsolidación en la interpretación de las características y parámetros mecánicos hallados por los métodos de testeo in situ. Los depósitos de suelos analizados son en su mayoría limos y arcillas limosas normalmente consolidadas, provenientes del drenaje de la glaciación del río Vístula durante el Pleistoceno (para el caso de Poznań) y de uno de los deltas del mismo río formado durante el Holoceno (para el caso de Elblag).

Se aplicaron tres métodos in situ en la investigación, de los cuales dos fueron el CPTu y el ensayo de veleta. Para el primero fueron implementadas pruebas con una sonda estática pesada Hyson 200 kN, mientras que para el segundo se implementaron agujeros de perforación con una veleta X-bit de 8 cm de altura y 4 cm de ancho, girando a una velocidad de 5°/min. Se encontró que la relación entre la resistencia al corte no drenado s_u y el índice de liquidez IL describe funciones exponenciales decrecientes con asíntota en el valor de 2 kPa para el s_u para suelos finos (Mlynarek et al., 2012). La Figura 16 muestra que la tendencia en la variación de esta relación fue casi idéntica para el CPTu y el ensayo de veleta.

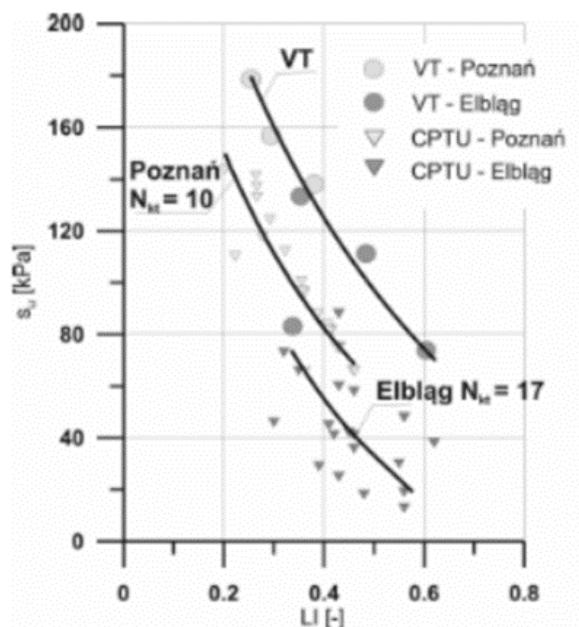


Figura 16. Relación entre la resistencia al corte no drenado y el índice de liquidez (Mlynarek et al., 2012)

Adicionalmente, se investigó sobre los resultados obtenidos del s_u de otros 2 estudios realizados en arcillas blandas en distintas zonas del planeta. El primero es el realizado en la zona de AMU Morasko, caracterizada por tener depósitos marinos glaciales, al noreste de Polonia (Radaszewski & Wierzbicki, 2019). Estos suelos se caracterizan por ser arcillas blandas normalmente consolidadas, de baja plasticidad, alta porosidad y totalmente saturados. Los ensayos de veleta fueron realizados a un ratio ($5^\circ/\text{min}$) y sin contar la fricción en el equipo.

La Figura 17 muestra una distribución de valores de s_u según la profundidad para ensayos CPTu, ensayos de veleta, entre otros. Se aprecia en ella que los valores de s_u los ensayos CPTu con N_{kt} 13 y N_{kt} 15 son menores que los obtenidos por los ensayos de veleta (FVT), aunque son similares a los de veleta remoldeada; sin embargo, los ensayos de CPTu con N_{kt} 8 obtuvieron valores en promedio similares a los de la veleta entre los 3m y 7m de profundidad. Además, se observa que los valores obtenidos casi no aumentan según la profundidad de testeo para ambos ensayos, lo cual podría cambiar a mayores profundidades. El segundo estudio a detallar es el realizado en la zona conocida como Leda en Gloucester, Canadá (Mayne, Cargill & Miller, 2019). Se trata de una evaluación de las características geotécnicas de depósitos marinos compuestos por arcillas blandas sensibles, que han venido presentando pérdida de resistencia evidenciada por cientos de derrumbamientos registrados (Mayne et al., 2019). La tipología del suelo encontrada es esencialmente en base a arcillas, y su perfil estratigráfico se muestra en la Figura 18.

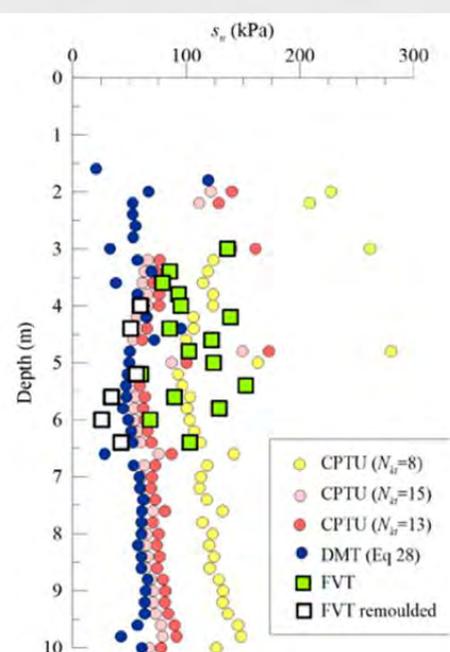


Figura 17. Valores de resistencia al corte determinados por CPTu, DMT y veleta (Radaszewski et al., 2019)

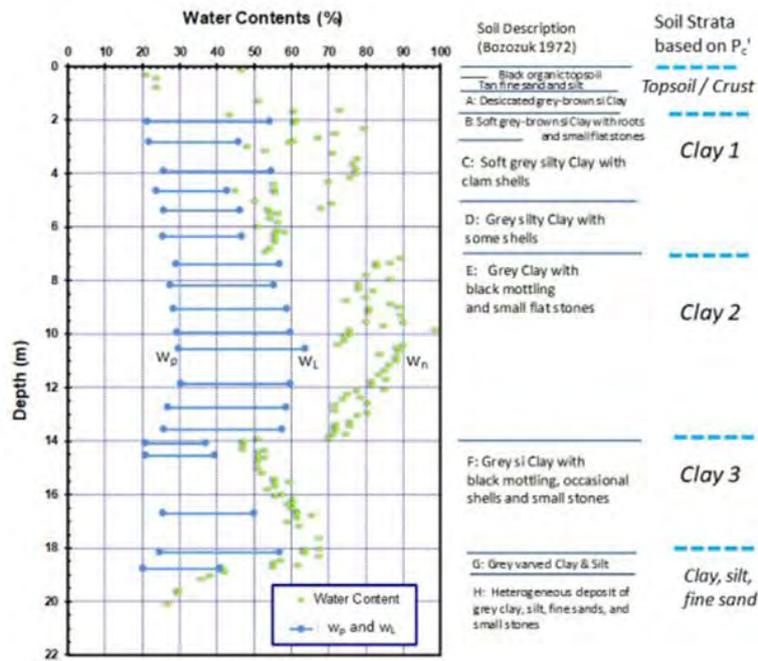


Figura 18. Perfil del subsuelo de Leda con información del índice de plasticidad y contenido de agua (Mayne et al., 2019)

La Figura 19 muestra los resultados de s_u obtenidos en esta investigación y son comparados con los registrados a través del ensayo de veleta y otros ensayos en años anteriores. Se observa que en los primeros dos metros de profundidad existe un decaimiento de los valores de s_u por CPTu y por veleta, para luego presentar un claro crecimiento a medida que la evaluación es más profunda, alcanzando un máximo de 60 kPa a una profundidad de 18 m. Este comportamiento es usualmente lo esperado para este tipo de suelos. Se comprueba, además, que con las fórmulas de N_{kt} expuestas se obtienen resultados similares para el CPTu y la veleta. Para que esta semejanza sea mayor se recomienda usar los siguientes valores: $N_{kt} = 10.14 \pm 0.50$, $N_{\Delta u} = 9.51 \pm 0.59$, y $N_{ke} = 2.73 \pm 1.06$ (Mayne et al., 2019).

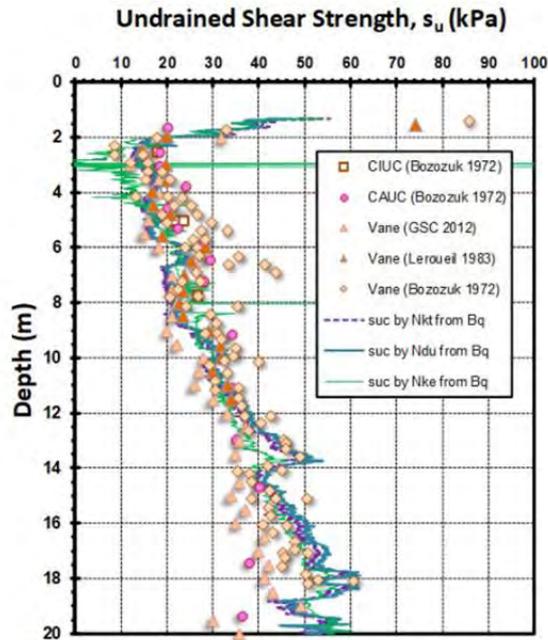


Figura 19. Comparación de valores de resistencia al corte obtenidos por CPTu, veleta y otros métodos (Mayne et al., 2019).

3.2. Aplicación al proyecto “Centro Educativo - Puente Piedra”

3.2.1. Zona del proyecto y características del suelo

El terreno sobre el cual se emplazará el proyecto en mención se encuentra ubicado en el distrito limeño de Puente Piedra, en la intersección de la Av. Juan Lecaros y la Cl. San Pedro. Luego de haber realizado la exploración de campo y las posteriores pruebas de laboratorio se obtuvo el perfil compatibilizado del suelo descrito en la Tabla 3.

Tabla 3. Perfil compatibilizado del proyecto Centro Educativo – Puente Piedra

Perfil compatibilizado	
Estrato 1 (0,00 – 0,90 m)	Arena fina suelta, mal graduada, ligeramente húmeda de color marrón amarillento $P_u = 1.596 \text{ gr/cm}^3$
Estrato 2 (0,90 – 3,00 m)	Arcilla de baja plasticidad ligeramente húmeda de color marrón claro, muy compactada. $P_u = 2.002 \text{ gr/cm}^3$
Estrato 3 (3,00 – 6,80 m)	Arcilla de plasticidad media, ligeramente húmeda de color marrón oscuro, muy compacta. $P_u = 2.106 \text{ gr/cm}^3$

Asimismo, luego de realizar pruebas de laboratorio con muestras obtenidas de cada uno de los perfiles de arcilla, se realizó el análisis de la consistencia del suelo. Ambos estratos de suelo arcilloso fueron clasificados como muy compactos de acuerdo a los índices de consistencia y liquidez mostrados en la Tabla 4. Con los resultados obtenidos se ha clasificado el estrato sobre el cual se cimentará la estructura como un suelo arcilloso muy compacto de baja plasticidad (CL).

Tabla 4. Análisis de consistencia de estratos arcillosos

Estrato	IL	IC	Clasificación
2	-0,25	1,25	Muy Compacto
3	-0,26	1,26	Muy Compacto

3.2.2. Viabilidad de la aplicación de los ensayos CPTu en suelos arcillosos

Debido a que los suelos pueden estar compuestos por distintos tamaños de partícula, así como tener diferente mineralogía y densidad, la dificultad puede darse en el momento de interpretar el ensayo y reducir la información a lo estrictamente necesario. Las ventajas del ensayo CPT incluyen la data continua del suelo para la elaboración preliminar y definitiva de perfiles del terreno, la medición de una gran variedad de parámetros de diseño geotécnico y, con algunas modificaciones, diseño sísmico en un proyecto. Tiene la capacidad de identificar estratos de baja resistencia, que probablemente serían obviados por métodos no continuos, como los ensayos SPT.

El ensayo CPTu permite identificar con facilidad, además de estratos, lentes discontinuos, materiales suaves y materia orgánica. En exploraciones de menor profundidad se reduce las fuentes de error. Por otra parte, el ensayo requiere operadores calificados para su operación. A diferencia de otros métodos como el SPT, no permite la recuperación de muestras ni la inspección visual del terreno. El empuje que se puede aplicar al instrumento se puede ver limitado a lo que el equipo resiste, pero generalmente es suficiente para evaluar suelos arcillosos compactos y muy compactos, además de ser óptimo en arcillas blandas y muy blandas.

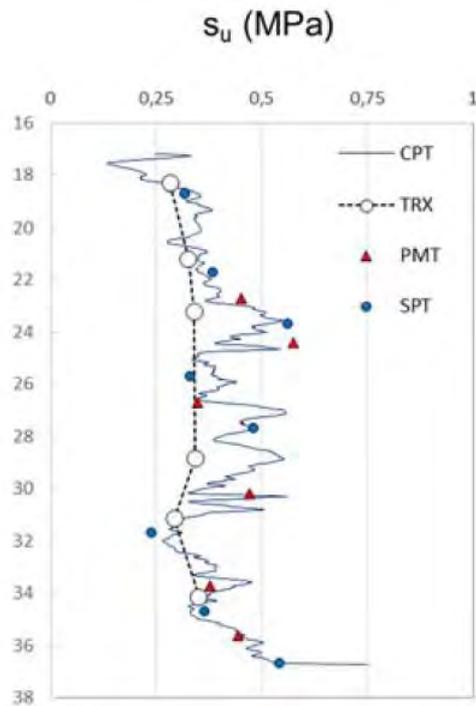


Figura 20. Resistencia al corte no drenada determinada por distintos ensayos realizados sobre una arcilla dura en Zagreb, Croacia (Kavur et al., 2019)

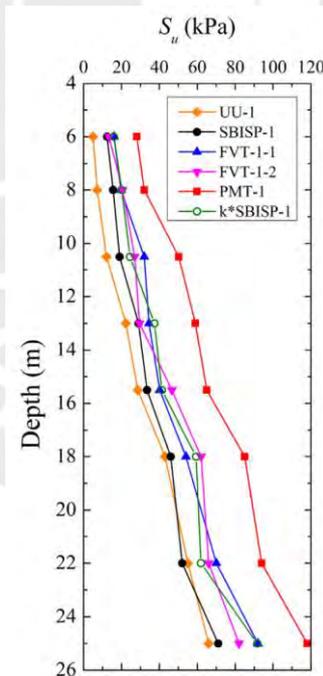


Figura 21. Resistencia al corte no drenada determinada por distintos ensayos realizados sobre una arcilla blanda en la bahía de Dalian, China (Wang et al., 2018)

En el contexto peruano, el ensayo CPTu está normado por la NTP 339.148 y la norma E.050 (2018). Asimismo, como se indicó en 2.2.1, la norma ASTM correspondiente al ensayo vigente es la D5778 – 20, por lo que el estándar del ensayo se encuentra ampliamente

documentado, y de ser respetado, se reduce las fuentes de error y aumenta la confiabilidad de los resultados del ensayo. En términos económicos, algunas empresas proveedoras del servicio establecen que el costo por hora del ensayo es mayor que el ensayo con presurómetro PBPM y ensayos con otros instrumentos, como dilatómetros, que no permiten analizar el suelo de manera continua, como sí lo hace el CPTu. Este precio incluye sólo equipo para realizar el ensayo, sin considerar los costos del traslado del equipo, viáticos y estadía de personal en el sitio, ni los medios de transporte (“IN-SITU SOIL TESTING”, 2019); sin embargo, habría que considerar el tiempo necesario para realizar el ensayo: usualmente, se empuja el instrumento a un ritmo de 2 cm/s, y teniendo en cuenta el acoplamiento de extensiones del mismo, el ensayo CPTu debería demorar una fracción del tiempo invertido en otros ensayos como los de presurómetros, razón por la que el costo total del ensayo es menor. No obstante, habría que tomar en cuenta que algunos proveedores del servicio tienen tarifas mínimas por día.

Los diagramas de la Figura 20 y la Figura 21 comparan los valores de resistencia al corte obtenidos mediante diversos tipos de ensayo, tanto in-situ como de laboratorio, observando valores relativamente similares para los ensayos in-situ, así como la subestimación del parámetro en el ensayo triaxial. Debido a la versatilidad del ensayo, la confiabilidad del mismo y la adecuada relación costo – beneficio del mismo, se puede recomendar la aplicación del ensayo en el contexto de los proyectos de ingeniería a nivel nacional, aunque se requiere personal calificado para la interpretación de los resultados del ensayo.

3.2.3. Viabilidad de la aplicación de los ensayos con presurómetros PBPM y SBPM en suelos arcillosos

Como fue detallado en las secciones 2.2.2 y 2.2.3, las pruebas in situ con presurómetros dependen en gran manera de la alteración en la perforación dentro de la cual se llevará a cabo el ensayo, por lo que la elección del método de perforación es de suma importancia. Además, existen diversos métodos para analizar los parámetros obtenidos del ensayo, por lo que la duración del ensayo puede variar. Se debe mencionar también que, debido a que no es posible establecer una referencia en cuanto al costo total del ensayo en el contexto del país, se tratará de realizar una comparación relativa del costo del ensayo con países en los que sí es conocido este monto.

Para ello, en el caso de los ensayos de presurómetros PBPM, se conoce que es necesario realizar una perforación de medidas específicas antes de realizar el ensayo en sí mismo. Teniendo en cuenta que la arcilla en cuestión tiene una consistencia muy compacta, sería grande

la dificultad de realizar una perforación de diámetro constante utilizando barrenas de Auger, por lo que sería necesario utilizar equipos de perforación rotatoria, como martillos rotatorios-vibratorios o la técnica MDS descrita en 2.2.2.2. Quienes sugieren esta técnica indican también que esta puede llegar a tener un costo 5,50 veces menor que el que se tendría utilizando equipos de perforación rotatoria debido a que esta segunda técnica no emplea combustible alguno, con una velocidad de perforación con gran calidad de hasta 1 m/h (Masoud et al., 2013, p.907).



Figura 22. Sistema de perforación mecánica MDS (Masoud et al., 2013, p.904)

Por otra parte, una vez realizada la perforación habría que incluir el precio del ensayo. Empresas estadounidenses del rubro establecen el costo por hora del ensayo por sí mismo entre \$300 y \$500 dólares por hora (“2020 Professional Services Fee Schedule”, 2020; “IN-SITU SOIL TESTING”, 2019), el cual incluye el equipo, las membranas y el ingeniero calificado para realizar el ensayo, sin considerar los costos del traslado del equipo, viáticos y estadía de personal en el sitio, ni los medios de transporte. Se indica en las fuentes consultadas que los precios varían según la presión que alcanzará el equipo. En las mismas fuentes se observa, por ejemplo, que el costo de este ensayo por hora es menor al de los ensayos CPT y DMT, esto debido al menor precio del equipo y menor costo de traslado, al tratarse de un equipo más ligero. Debido a que los costos por personal en países de la Unión Europea, EE.UU. y Canadá son mucho mayores que en Perú, se considera que el costo total debería ser compensado: el menor costo personal compensa el elevado costo de los equipos; no obstante, el análisis a una sola profundidad del terreno demora, usualmente, unos 10 minutos utilizando el método PBPM (SMARTEC SA., 2018), sin considerar el tiempo necesario para realizar la perforación requerida para este tipo de ensayo, la cual se debe hacer a un ritmo lento. En consecuencia, el costo del ensayo sobre una perforación, analizando el suelo cada metro, podría incrementar

significativamente, debido al tiempo utilizado para la perforación, así como la posterior auscultación con el presurómetro.

Si el objetivo es obtener parámetros de resistencia al corte del suelo en el estrato de cimentación en la zona de estudio utilizando ensayos con presurómetros, es necesario el uso de relaciones adicionales. Agan y Murat Algin (2013), mediante análisis estadísticos de ensayos con presurómetros y SPT en arcillas compactas, obtuvieron las relaciones mostradas en la Ecuación 7 y la Ecuación 8, las cuales tienen valores aceptables de factor de correlación ajustado. En ellas se define el parámetro p que es la diferencia entre la presión límite y la presión horizontal total registrada durante el ensayo.

Ecuación 7. Primera relación para determinar la resistencia al corte, $R^2=0,803$ (Agan y Murat Algin, 2013)

$$s_u = 11,62p^{0,318}$$

Ecuación 8. Segunda relación para determinar la resistencia al corte, $R^2=0,865$ (Agan y Murat Algin, 2013)

$$s_u = 100,848 + 2,092 \times 10^{-7}p^{2,5} - \frac{3889000}{p^2}$$

Se debe mencionar que la cohesión no drenada obtenida mediante los ensayos SBPM y PBPM puede presentar variación respecto a la que se obtendría realizando otros ensayos. Entre las inconsistencias encontradas se ha sugerido la presencia de diferentes velocidades de aplicación de cargas y técnicas de sondaje, dimensiones de sonda variables, e interpretaciones de resultados distintos (Benoit y Clough, 1986). Aún más, algunos investigadores señalan que la inserción de la sonda tiene efectos importantes en los resultados, con importantes discrepancias respecto a ensayos de laboratorio u otros ensayos in situ, por ejemplo, Baguelin et al. (1978, en Prapaharan et al., 1990) encontraron que la resistencia del suelo obtenida de la prueba SBPM era un 50% mayor que la de la prueba de veleta, mientras que otros investigadores obtuvieron valores en un 85% y 20% más grandes del mismo parámetro en comparación con la prueba de veleta y el ensayo triaxial respectivamente (Eden y Law, 1980, en Prapaharan et al., 1990). Por lo tanto, se infiere que los resultados obtenidos por la prueba SBPM incurren en la sobreestimación del valor de los parámetros de resistencia al corte en arcillas en un 15% y hasta un 100% durante la descarga en la perforación (Prapaharan et al., 1990, p.51) y que además es difícil conocer la confiabilidad de los resultados de estos ensayos, si no existe buena documentación del suelo en la zona de estudio (Prapaharan et al., 1990, p.50).

La norma E.050 (2018) no contempla la realización de los ensayos con presurómetros debido a la poca difusión que tienen actualmente en proyectos a nivel nacional, por lo que su uso está condicionado a la disponibilidad de los instrumentos y personal capacitado para realizarlos. Existe dificultad para encontrar empresas que provean el servicio de la realización de ambos ensayos y, consecuentemente, el costo por sus servicios es elevado, por lo que su aplicación desde un punto de vista económico, no sería viable. Además, requieren una inversión de tiempo considerable respecto a ensayos como el CPTu; sin embargo, dado que existe normatividad internacional vigente por parte de distintas organizaciones que estandariza los resultados de la prueba e indica el procedimiento para una correcta obtención de resultados, la adaptación de estas normas podría ayudar a difundir el ensayo en el contexto nacional, que se considera óptimo en proyectos que requieran bajas profundidades de investigación.

3.2.4. Viabilidad de la aplicación de los ensayos PLT y SPLT en suelos arcillosos

El mayor obstáculo para la aplicación de las pruebas PLT y SPLT radica en el limitado número de contextos en los que los ensayos brindan resultados precisos. Como se detalló en 2.2.4 y 2.2.5, estos ensayos deberían aplicarse en suelos no cohesivos pero, debido a la falta de normas que los estandaricen, algunos investigadores han logrado adaptar los instrumentos para su aplicación y la obtención de parámetros de resistencia al corte en arcillas. Kay y Parry (1983) llevaron a cabo pruebas con SPLT en Cambridge, Canadá en un suelo arcilloso compacto. En primer lugar, relacionaron los esfuerzos en dos direcciones perpendiculares entre sí, en las cuales se conoce el asentamiento, medidos al momento de la falla, con la capacidad de carga última del terreno. Esta relación se expresa con la Ecuación 9.

Ecuación 9. Capacidad de carga última del terreno a partir de cargas obtenidas del ensayo SPLT (Kay y Perry, 1983)

$$q_u = 2,54\sigma_y - 1,54\sigma_x$$

Esta relación asume una deformación de 1.5% y 2% de 100mm, diámetro del tornillo de la placa, en las direcciones x e y, respectivamente, si se requiere utilizar valores distintos de deformación, se sugiere usar la Ecuación 10, que es la forma general de la Ecuación 9. En el mismo estudio, Kay y Perry expresan la relación de la resistencia al corte del terreno en función a la capacidad de carga última y la presión de tapada, suelo y fluidos por encima del punto de análisis, como se muestra en la Ecuación 11.

Ecuación 10. Ecuación general de carga última del terreno a partir de cargas obtenidas del ensayo SPLT (Kay y Perry, 1983)

$$q_u = \frac{\sigma_y \left(\frac{e^{\rho_y}}{e^{\rho_x}} \right) - \sigma_x}{\frac{e^{\rho_y}}{e^{\rho_x}} - 1}$$

Ecuación 11. Resistencia al corte no drenada derivada de parámetros del ensayo SPLT (Kay y Perry, 1983)

$$s_u = \frac{q_u - \sigma_0}{9}$$

Del mismo estudio, se ha comparado los resultados del ensayo con la resistencia al corte obtenida mediante un ensayo triaxial en compresión, a la izquierda, y ensayos con presurómetros a la derecha. La Figura 23 muestra esta comparación.

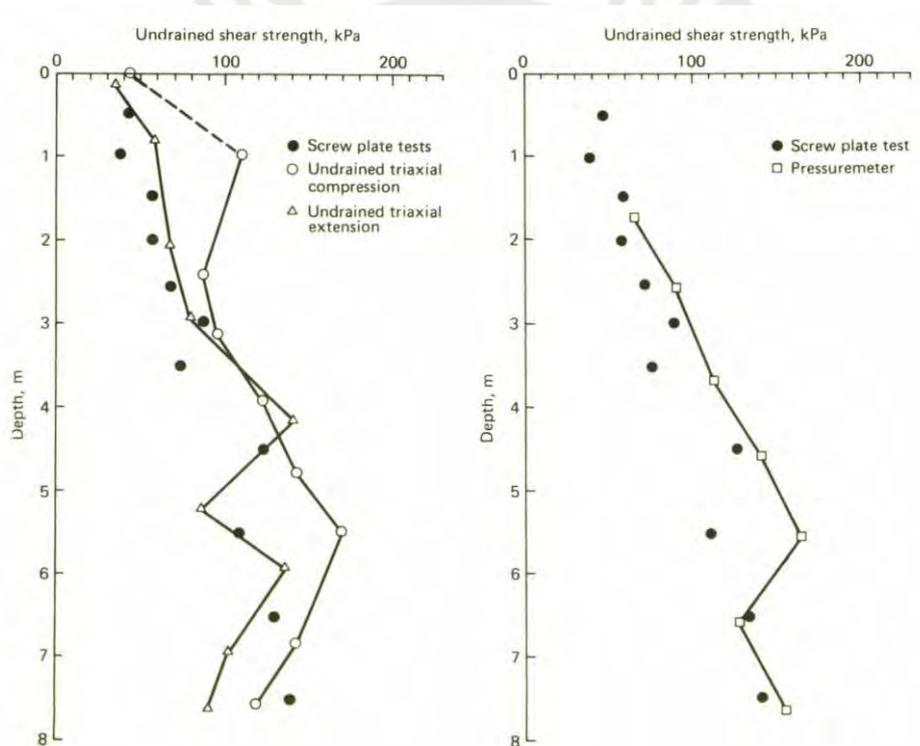


Figura 23. Comparación de la resistencia al corte no drenada obtenida del ensayo SPLT con ensayos triaxiales y presurómetros (Kay y Perry, 1983).

Por otra parte, suponiendo que para la investigación del terreno del proyecto se realizará ensayos SPLT, de menor complejidad y costo que los PLT, es necesario analizar el costo del ensayo. De igual manera que en 3.2.2, el análisis se realiza sin tomar en cuenta los costos del profesional encargado, debido a las significativas diferencias con otros países. Así, mediante la consulta de empresas del rubro internacionales, se verifica que el ensayo tiene un precio equivalente a \$635 dólares por el equipo por día, sin incluir el traslado, el costo de las

perforaciones a realizar, ni la provisión de contrapesos para la realización del ensayo (“Civilab Price List”, 2018). De la misma fuente, localizada en Sudáfrica, se puede observar que el precio por la realización del ensayo es similar al de un ensayo triaxial C-U para tres muestras.

Dado que el costo del ensayo SPLT podría ser similar al de un ensayo triaxial C-U en laboratorio, es responsabilidad del ingeniero ponderar las ventajas de los ensayos realizados en campo y laboratorio. Al respecto, existe un gran número de investigadores que enumeran algunas de las ventajas de los ensayos in situ respecto a las pruebas de laboratorio. Benoit y Clough (1986) reconocen que para muchos tipos de suelo es difícil obtener muestras verdaderamente inalteradas; sin embargo, esta dificultad se presenta, generalmente, en suelos con poca o nula cohesión como arenas, no así para arcillas. Por otro lado, aunque los ensayos PLT tienen difusión en nuestro medio, aún no cuentan con normativa nacional. Aún más, en el caso del ensayo SPLT, tampoco existen estándares internacionales que permitan comparar resultados obtenidos de la prueba en lugares distintos.

Se considera que, de los métodos analizados, los ensayos PLT y SPLT proveen información de carácter más limitado acerca del terreno, no sólo debido al reducido número de parámetros que se obtienen del ensayo, cuyo objetivo principal es el de la determinación de la capacidad de carga del terreno, sino también porque el ensayo brinda información sobre porciones menores de terreno, obligando a la realización del ensayo en tramos más cortos que los de los ensayos con presurómetros, por ejemplo. Dicho esto, desde un punto de vista logístico, es un ensayo relativamente sencillo y rápido de realizar, la reacción necesaria para el ensayo puede ser provista por vehículos pesados, como camiones de 10 o más toneladas, los cuales se encuentran normalmente en obra (Hixtra Ltd., 2015). Por estas razones, aunque se considera viable la realización del ensayo en el contexto local para la determinación de la capacidad de carga del suelo, la estimación de la resistencia al corte no drenada del suelo debería hacerse utilizando otros métodos, como los ensayos CPTu.

CAPÍTULO IV: Conclusiones

Respecto a los ensayos discutidos en el presente trabajo de investigación se debe indicar que varían significativamente unos de otros. Algunos ensayos se basan en el estricto registro de datos que, si bien no son concluyentes, permiten conocer ciertos parámetros de manera directa, tal es el caso de los ensayos PLT y SPLT, los cuales, una vez finalizados, permiten conocer la carga de falla del terreno, dependiendo de la presencia de cohesión en el mismo. Por otra parte, los ensayos con presurómetros requieren de diversas correcciones y relaciones matemáticas para obtener los parámetros que son objetivo del ensayo como la presión límite o el módulo del presurómetro. En el caso de los ensayos PBPM, SBPM y PLT la existencia de normas reduce la dificultad del proceso de obtención de los parámetros; sin embargo, existen ensayos que al día de hoy no cuentan con normatividad o cuya normatividad se está quedando sin vigencia, como los ensayos SPLT, por lo que urge la necesidad de regularlos para que su difusión sea mayor. De los ensayos tratados en el presente trabajo de investigación, solo el ensayo CPT y el ensayo de veleta cuentan con normas NTP, esto debido a la difusión que estos han tenido a nivel nacional, la cual se debe a su vez a que son métodos de estudio de suelos con muchos años de desarrollo que comprueban su utilidad.

Todos los ensayos tienen limitaciones propias del instrumento que los realiza, por ejemplo, los ensayos PLT y SPLT deberían realizarse en suelos sueltos poco cohesivos como arenas; los ensayos PBPM dependen de la calidad de la perforación para obtener resultados precisos. No obstante, diversos estudios han demostrado que, a partir de modificaciones a los instrumentos, la aplicación de estos ensayos es posible incluso en suelos que normalmente no podrían ser estudiados con los métodos en mención. El ensayo CPTu es, con diferencia, el que mayor campo de acción posee, y con el cual se puede obtener un mayor número de parámetros para diversos tipos de suelo. Un hallazgo importante de la comparación de resultados obtenidos por CPTu y ensayo de veleta en las arcillas blandas es que estos presentan similitud si es que se escoge el factor de cono (N_{kt}) adecuado, por lo que en futuros estudios en zonas con similares características podría ser suficiente el uso de uno de los dos métodos.

En resumen, respecto a la viabilidad de la aplicación de los ensayos aquí discutidos: los ensayos PBPM y SBPM son más viables en el contexto peruano que los ensayos PLT y SPLT. Esto debido a la comparación costo-beneficio hecha en la sección 3.2, en la que se demostró que, aunque más costoso que el ensayo con placa de carga, los ensayos con presurómetros cuentan con normatividad vigente y se pueden aplicar directamente en un rango mayor de

suelos, en particular arcillas. El SBPM es más recomendable, pues al introducirse en el terreno ‘directamente’ tiene una cantidad menor de fuentes de error que el ensayo PBPM. El ensayo PLT puede llegar a ser mucho más costoso y complejo según la configuración del ensayo, por lo que sería recomendable solo en proyectos a gran escala, en los que los tiempos requeridos para realizar las perforaciones del ensayo PBPM no serían convenientes, utilizando otros métodos de evaluación en campo y laboratorio para obtener parámetros distintos a los que el ensayo PLT brinda.

A pesar que se ha demostrado que cada ensayo posee fuentes de error que alteran los valores de los parámetros de estudio, en general tienden a mostrar tendencias similares cuando se analiza la resistencia al corte a distintas profundidades tanto en arcillas blandas como duras, incrementando el valor a mayor profundidad, como se mostró en las secciones 3.1 y 3.2. Los ensayos con presurímetros y el ensayo CPTU muestran valores mayores de la resistencia al corte no drenada que ensayos de laboratorio como la compresión triaxial UU, mientras que mediante el ensayo SPLT se obtiene menores valores del mismo parámetro. Estas variaciones deberían tener influencia en el proyecto en términos de complejidad de las soluciones propuestas como dimensiones de elementos estructurales o tratamiento de suelos, que posteriormente podrían afectar el costo del proyecto y su viabilidad, debido a que, de realizar solo ensayos de laboratorio, los parámetros serían subestimados. Por las razones expuestas en el desarrollo del presente trabajo de investigación, se recomienda extender el uso de los ensayos con presurómetros; sin embargo, los ensayos CPTU son los más óptimos para la estimación de parámetros de resistencia al corte en arcillas.

Referencias bibliográficas

- 2020 Professional Services Fee Schedule. (2020). Recuperado de insitusoil.com/wp-content/uploads/2019/01/Insitu_Soil_Testing_Fee_Schedule_2019-1.pdf
- Adolfo, L., Ramírez, L., & G, J. E. D. (2015). Uso del piezocono (CPTU) para determinar la caracterización geotécnica de depósitos arcillosos blandos en algunos sitios del departamento de Boyacá Use of piezocone (CPTU) to determine the geotechnical characterization of soft clay deposits in some pl.
- Agan, C., & Algin, H. (2014). Determination of Relationships Between Menard Pressuremeter Test and Standard Penetration Test Data by Using ANN model: a Case Study on the Clayey Soil in Sivas, Turkey. *Geotechnical Testing Journal*, 37(3), 20130123. doi: 10.1520/gtj20130123
- American Society of Testing and Materials. (2014). *ASTM D5778-20: Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing*. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020, www.astm.org
- American Society of Testing and Materials. (2020). *ASTM D4719-20: Standard Test Methods for Prebored Pressuremeter Testing in Soils*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020, www.astm.org
- Benoit, J., & Clough, G. (1986). Self-Boring Pressuremeter Tests In Soft Clay. *Journal Of Geotechnical Engineering*, 112(1), 60-78. doi: 10.1061/(asce)0733-9410(1986)112:1(60)
- Chirinos, A (2017). *Diseño Geotécnico de 1 Km de Túnel para la Línea 2 de la Red Básica del Metro de Lima y Callao* (tesis para optar el grado de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú) Repositorio Institucional – Pontificia Universidad Católica del Perú
- CISMID. (2012). Mapa de suelos en los distritos de Lima. Recuperado de <https://sinia.minam.gob.pe/mapas/mapa-suelos-distritos-lima>.
- Civilab Price List. (2018). Recuperado de civilab.co.za/_webmoduledata/documents/Civilab-GP-April2018.pdf
- Das, B.M. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (Cuarta edi, pp. 228–230). CENGAGE Learning.
- Devincenzi, M., & Frank, N. (2004). *Ensayos Geotécnicos In Situ*. Igeotest.
- Drnevich, V., Fahey, M., Jewell, R., & Brown, T. (1988). A Self-Boring Pressuremeter System. *Geotechnical Testing Journal*, 11(3), 191. doi: 10.1520/gtj10005j
- Hixtra Ltd. (2015). *Plate Bearing Testing* [Video]. Recuperado de <https://www.youtube.com/watch?v=hBZhBijnVLY>
- Huang, A., Holtz, R., & Chameau, J. (1991). Laboratory Study of Pressuremeter Tests in Clays. *Journal Of Geotechnical Engineering*, 117(10), 1549-1567. doi: 10.1061/(asce)0733-9410(1991)117:10(1549)
- IN-SITU SOIL TESTING. (2019). Recuperado de mapesinsitu.com/fee-schedule
- Instituto Nacional de Vías de Colombia. (2007). *Norma INV E-170-07*. Recuperado de <https://www.erosion.com.co/presentaciones/category/23-normas-de-ensayo-de-materiales-para-carreteras.html?download=296:926-e-170>

- Kavur, B., Dodigovic, F., Jug, J., & Strelec, S. (2019). The Interpretation of CPTu, PMT, SPT and Cross-Hole Tests in Stiff Clay. *IOP Conference Series: Earth And Environmental Science*, 221, 012009. doi: 10.1088/1755-1315/221/1/012009
- Kay, J., & Parry, R. (1983). Screw plate tests in a stiff clay. *International Journal Of Rock Mechanics And Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 20(2), A61. doi: 10.1016/0148-9062(83)90577-6
- Kayabali, K., Akturk, O., Fener, M., Dikmen, O., & Harputlugil, F. (2015, 1 diciembre). *Revisiting the Bjerrum's correction factor: Use of the liquidity index for assessing the effect of soil plasticity on undrained shear strength*. ScienceDirect. <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S1674775515000955>
- Liang, R. Y., Zhang, F., & Yang, K. (2010). Deep Foundations and Geotechnical in Situ Testing: Proceedings of Sessions of Geoshanghai 2010, June 3-5, 2010 Shanghai, China (Geotechnical Special Publication). Amer Society of Civil Engineers.
- Lunne, T., Robertson, P. K., & Powell, J. J. M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Scientific Research. An Academic Publisher. <https://www.scirp.org/reference/ReferencesPapers.aspx?ReferenceID=1552696>
- Masoud, Z., Akbar, A., & Khan, A. (2013). High quality and cost effective drilling system for prebored pressuremeter testing. *Soils And Foundations*, 53(6), 903-909. doi: 10.1016/j.sandf.2013.10.009
- Mayne, P. (2018). *Manual on Subsurface Investigations*. The National Academies Press. <https://www.nap.edu/read/25379/chapter/6#72>
- Mayne, P. W., Cargill, E., & Miller, B. (2019, 25 junio). *Geotechnical characteristics of sensitive Leda clay at Canada test site in Gloucester, Ontario*. AIMS Press. <https://www.aimspress.com/article/10.3934/geosci.2019.3.390/fulltext.html>
- Mitchell, J., Guzikowski, F., & Villet, W. (1978). Measurement of soil properties in-situ. Present methods: their applicability and potential. doi: 10.2172/5140085
- Młynarek, Z., Stefaniak, K., & Wierzbicki, J. (2012, 1 octubre). *Geotechnical Parameters of Alluvial Soils from in-situ Tests*. Sciendo. <https://content.sciendo.com/doi/10.2478/v10203-012-0005-1>
- Muelas, A. (2001). MANUAL DE MECANICA DEL SUELO Y CIMENTACIONES. CAPITULO 1: CARACTERIZACION DE LOS SUELOS. Academia. https://www.academia.edu/8000507/MANUAL_DE_MECANICA_DEL_SUELO_Y_CIMENTACIONES_AUTOR_ANGEL_MUELAS_RODRIGUEZ_MANUAL_DE_MECANICA_DEL_SUELO_Y_CIMENTACIONES_CAPITULO_1_CARACTERIZACION_DE_LOS_SUELOS
- Murthy, V.N.S.(2002). *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 551-566. https://books.google.com.pe/books?id=Lhetuhms4t4C&pg=PA551&dq=plate+load+test&hl=es&sa=X&ved=2ahUKEwiYyfkynfTsAhWtLLkGHdc_DEIQ6AEwAnoECAAQA#v=onepage&q=plate%20load%20test&f=false
- Noor, S., Haider, S., & Islam, S. (2018). Screw Plate Load Test in the Estimation of Allowable Bearing Capacity in Cohesive Soil Deposit. *GCEC 2017*, 1247-1256. doi: 10.1007/978-981-10-8016-6_87
- Noor, Sarah & Islam, Shamsul & Haider, Bodrul. (2015). SCREW PLATE LOAD TEST AND SPT IN THE ESTIMATION OF ALLOWABLE BEARING CAPACITY.

- Olguín, R. (2015, junio). *Desarrollo e implementación de una veleta de corte a alta revolución para sondajes*. Scientific Electronic Library Online. https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-28132015000100011#:~:text=El%20ensayo%20de%20veleta%20de,suelos%20finos%20de%20baja%20permeabilidad.&text=The%20vane%20shear%20test%20is%20a%20traditional%20in%20situ%20method.
- Patel, A. (2019). Geotechnical Investigations and Improvement of Ground Conditions. Plate load test. <https://www.sciencedirect.com/topics/engineering/plate-load-test>
- Prapaharan, S., Chameau, J., Altschaeffl, A., & Holtz, R. (1990). Effect of Disturbance on Pressuremeter Results in Clays. *Journal Of Geotechnical Engineering*, 116(1), 35-53. doi: 10.1061/(asce)0733-9410(1990)116:1(35)
- Radaszewski, R., & Wierzbicki, J. (2019, 27 mayo). *Characterization and engineering properties of AMU Morasko soft clay*. AIMS Press. <https://www.aimspress.com/article/10.3934/geosci.2019.2.235/fulltext.html>
- RIVERA, D. (2018, marzo). *Determinación de resistencia al corte mediante ensayo de veleta manual en suelos alofánicos de la región de Ñuble*. Repositorio Universidad de Chile. <http://repositorio.uchile.cl/bitstream/handle/2250/153012/Determinaci%C3%B3n-de-resistencia-al-corte-mediante-ensayo-de-veleta-manual-en-suelos.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 151–158. <https://doi.org/10.1139/t90-014>
- Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2014, diciembre). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. 6th Edition*. Gregg Drilling & Testing, Inc. <https://cpt-robertson.com/PublicationsPDF/CPT%20Guide%206th%202015.pdf>
- Schaeffers, J., & Weemees, I. (2012). COMPARISON OF IN SITU SHEAR STRENGTH MEASUREMENT TECHNIQUES OF SOFT CLAYS. Static.Squarespace. <http://static.squarespace.com/static/523c951be4b0728273e73d94/t/52614c74e4b06bda9ca8b0f5/1382108276684/2012%20Symposium%20Tab%20G.pdf>
- Schmertmann, J. H. (1970). Suggested method for screw-plate load test. In *Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes: Fifth Edition*. ASTM International.
- Schmertmann, J. H. (1970). Suggested method for screw-plate load test. In *Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes: Fifth Edition*. ASTM International.
- Selig, E., Briaud, J., & Gambin, M. (1984). Suggested Practice for Drilling Boreholes for Pressuremeter Testing. *Geotechnical Testing Journal*, 7(1), 36. doi: 10.1520/gtj10482j
- SMARTEC SA. (2018). *Webinar 23: Pressuremeters and other In Situ Testing Equipment* [Video]. Recuperado de <https://www.youtube.com/watch?v=0KbZCE0Lkcc>
- Suarez, J. (2009). Analisis Geotecnico. Deslizamientos: Análisis Geotécnico, 75–126. www.erosion.com.co
- Wang, K., Xu, G., Wang, J., & Wang, C. (2018). Self-boring in situ shear pressuremeter testing of clay from Dalian Bay, China. *Soils And Foundations*, 58(5), 1212-1227. doi: 10.1016/j.sandf.2018.07.007