



FACULTAD DE INGENIERIA  
Maestría en Ingeniería Civil

Trabajo de Grado

Caracterización de un sitio mediante ensayo de CPTU

Presentado por:  
Gonzalo Díaz Trillos

Director  
Jorge Alberto Rodríguez

Bogotá D.C.  
Mayo de 2011

# Contenido

<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	6
<b>1.1 Objetivo general</b> .....	7
<b>1.2 Objetivos específicos</b> .....	7
<b>1.3 Exploración del subsuelo</b> .....	7
<b>1.4 Ensayos in situ</b> .....	7
1.4.1 Ensayos no destructivos .....	9
1.4.2 Ensayos de penetración .....	9
<b>1.5 Sitios de experimentación geotécnica</b> .....	10
<b>2 RECOPIACIÓN DE DATOS E INFORMACIÓN ACERCA DEL SITIO DEL ENSAYO</b> .....	11
<b>2.1 Localización</b> .....	11
<b>2.2 Geología regional</b> .....	12
<b>2.3 Geología local</b> .....	14
<b>2.4 Caracterización del sitio mediante ensayo de SPT</b> .....	15
<b>2.5 Ensayo de <i>downhole</i></b> .....	20
<b>3 EL ENSAYO DE PIEZOCONO (CPTU)</b> .....	22
<b>3.1 Descripción general</b> .....	22
<b>3.2 Historia</b> .....	25
<b>3.3 Equipo de piezocono</b> .....	29
<b>3.4 Procedimiento de ensayo</b> .....	33
<b>3.5 Interpretación del ensayo de piezocono</b> .....	37
3.5.1 Cálculos iniciales .....	37
3.5.2 Perfil estratigráfico del suelo .....	41
3.5.3 Cálculo de parámetros geotécnicos del suelo y correlaciones .....	43
<b>4 RESULTADOS</b> .....	49
<b>4.1 Clasificación del tipo de suelo</b> .....	50
4.1.1 Análisis no normalizados .....	50
4.1.2 Análisis normalizado.....	52
<b>4.2 Resistencia al corte no drenada <i>Cu</i></b> .....	55

4.3	Angulo de fricción .....	56
4.4	Historia de esfuerzos – relación de sobreconsolidacion rsc .....	57
4.5	Velocidad de onda de corte.....	58
4.6	Correlación ensayo SPT y CPTu .....	59
5	<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS</b> .....	63
5.1	Perfil estratigráfico del suelo.....	63
5.2	Resistencia al corte no drenado .....	65
5.3	Ángulo de fricción interna del suelo .....	65
5.4	Historia de esfuerzos – relación de sobreconsolidacion rsc .....	65
5.5	Velocidad de onda de corte.....	66
5.6	Correlación de ensayo de SPT y CPTu (valor n60).....	66
6	<b>CONCLUSIONES</b> .....	68
7	<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	70

## Lista de Figuras

Figura 1. Ensayos de penetración más comunes.....	9
Figura 2. Ubicación sitio del ensayo finca “La pelusa”.....	12
Figura 3. Geología Regional. Escala plano original 1:100.000.....	13
Figura 4. Geología local para ingeniería. Escala plano original 1:25.000. ....	14
Figura 5. Perfil estratigráfico del suelo, valores SPT y ensayos de laboratorio.....	16
Figura 6. Perfil estratigráfico del suelo, valores SPT y ensayos de laboratorio.....	17
Figura 7. Resultados del valor de NSPT en la perforación. ....	18
Figura 8. Porcentaje de finos en profundidad.....	17
Figura 9. Límites de Atterberg del perfil de suelos.....	18
Figura 10. Ensayo de Down Hole. ....	20
Figura 11. Velocidad de onda de corte.....	21
Figura 12. Perfil de velocidades establecido mediante línea ReMi ..	22
Figura 13. Ensayo de piezocono. ....	23
Figura 14. Mediciones en tiempo real del piezocono.....	24
Figura 15. Principios del cono holandés mecánico. ....	26
Figura 16. Primera máquina de hincado de un penetrometro de cono. ....	26
Figura 17. Penetrometro mecánico de cono holandés con un manto cónico. ....	27
Figura 18. Penetrometro de cono con fuste de fricción de Begemann.....	28
Figura 19. Primera clasificación del tipo de suelo por utilizando penetrometro de cono. ....	28
Figura 20. Esquema del penetrometro de cono. Posicion u2. ....	30
Figura 21. Esquema del penetrometro de cono. ....	30
Figura 22. Piezocono utilizado en el ensayo. ....	31
Figura 23. Tipos de varillaje. ....	31
Figura 24. Vehículo de hincado piezocono.....	32
Figura 25. Sistema de anclaje al terreno. ....	32
Figura 26. Sistema de adquisición de datos. ....	33
Figura 27. Anclaje del equipo. ....	34
Figura 28. Preparación del cono para mediciones de presión de poros dentro del piezocono. ....	35
Figura 29. Hincado del piezocono. ....	36
Figura 30. Encamisado de la excavación. ....	36
Figura 31. Parte del anclaje doblado. ....	37
Figura 32. Tablas de clasificación de suelo no normalizadas utilizando el ensayo CPTu. ....	41
Figura 33. Tablas de clasificación de suelo utilizando el ensayo CPTu normalizadas. ....	42
Figura 34. Correlaciones SPT-CPT a través del tamaño de grano.....	46
Figura 35. Resultados del ensayo de piezocono, resistencia por punta, resistencia a la fricción y presión de poros inducida por la penetración.....	50
Figura 36. SBT no normalizado. ....	51
Figura 37. SBT no normalizado. ....	52

Figura 38. Índice de comportamiento en profundidad del tipo de suelo, $I_c$ .....	52
Figura 39. Resultados del ensayo de piezocono normalizados, resistencia por punta normalizada, resistencia a la fricción normalizada y presión de poros inducida por la penetración normalizada.	53
Figura 40. SBT con los datos normalizados.....	54
Figura 41. SBT normalizado.....	55
Figura 42. Índice de comportamiento en profundidad del tipo de suelo, $I_c$ , normalizado.....	55
Figura 43. Resistencia al corte no drenado.....	56
Figura 44. Angulo de fricción.....	57
Figura 45. Relación de sobreconsolidación.....	58
Figura 46. Velocidad de onda de corte.....	59
Figura 47. Valor de $N_{60}$ hallado a través del ensayo de piezocono.....	60
Figura 48. Comparación $N_{60}$ calculado del ensayo de CPTu y del SPT.....	61
Figura 49. Porcentaje de tipo de material PClass-CPT.....	62

### Lista de Tablas

Tabla 1. Ensayos in-situ.....	8
Tabla 2. Ventajas y desventajas del ensayo CPTU.....	24
Tabla 3. Relaciones de $(qcpa)/N_{60}$ .....	47

# 1. INTRODUCCIÓN

La clasificación y caracterización de suelos es uno de los primeros pasos a realizar en todo proyecto de ingeniería, entre mejor se conozcan los parámetros y comportamiento del suelo en un sitio mejor se podrá diseñar y realizar proyectos de ingeniería. En Colombia la clasificación y caracterización del suelo muchas veces no se realizan mediante ensayos de laboratorio confiables, la exploración no se realiza con muestras continuas y, en la mayoría de los casos, las muestras son alteradas pues al extraerlas se modifica su comportamiento. Además, estos ensayos de laboratorio de caracterización de suelos son procesos que consumen una gran cantidad de tiempo, aumentado por el que transcurre entre la toma de muestras y la realización de los ensayos; para mejorar la confiabilidad a los procesos de clasificación y caracterización de suelos es conveniente la realización de ensayos in situ que permitan obtener un perfil de comportamiento del suelo tal y como se encuentra en el terreno, en tiempo real, de manera continua y cuyos resultados no varíen de acuerdo con el operador.

Para hacer una adecuada caracterización de un perfil de suelo es necesario utilizar métodos que permitan conocer el comportamiento de este tal como se encuentra en el sitio. El ensayo CPTU (*cone penetration test*, la U es porque mide la presión de poros) es un ensayo estandarizado que penetra el suelo a una velocidad constante y genera lecturas en tiempo real que permiten una adecuada caracterización de un perfil de suelo. En el presente trabajo de grado se realiza un ensayo de piezocono, se hace una caracterización del perfil estratigráfico que se tiene a través del comportamiento mecánico del sitio y se calculan diferentes parámetros geotécnicos del suelo. Estos resultados se comparan con otros ensayos in situ ya realizados, con resultados de ensayos hechos a través de extracción de muestras y del perfil observado al extraerlas. En este proyecto se puede ver cómo el ensayo de piezocono arroja valores muy similares a los hallados con otros métodos, esto combinado a las ventajas de tener mediciones a lo largo de todo el perfil, las cuales fueron tomadas en un menor tiempo y dan un completo perfil y caracterización del tipo de suelo.

Este proyecto es también un avance para realizar en este lugar, una zona de experimentación geotécnica, la cual es de gran valor, ya que en ellos se realizan diferentes tipos de medidas del mismo material, de la misma zona y ubicación. Estos sitios permiten tener un conocimiento adecuado del terreno en términos de interpretación debido a los diversos métodos que se usan para caracterizar el suelo. En estos sitios de experimentación geotécnica, los parámetros geotécnicos adquiridos por métodos analíticos y por modelos numéricos pueden ser calibrados correctamente con el registro de los datos obtenidos.

## **1.1 Objetivo general**

- Caracterizar un perfil geotécnico para el sitio de experimentación geotécnica en el municipio de Facatativa por medio de un ensayo de CPTU.

## **1.2 Objetivos específicos**

- Realizar un ensayo CPTU en el sitio de experimentación geotécnica.
- Interpretar datos CPTU en el sitio de experimentación geotécnica para obtención de parámetros de  $c_u$ ,  $\Phi$  y  $R_{sc}$ .
- Comparar resultados del ensayo de CPTU y del ensayo SPT, revisando las correlaciones que se han propuesto entre estos ensayos, para determinar cuál es la más apropiada para el sitio.
- Analizar los datos de CPTU y datos de ensayos previos (SPT, SPT instrumentado, dispersión de ondas superficiales, DownHole, ensayos de laboratorio) para definir un perfil geotécnico (estratigráfico y de parámetros geomecánicos) del sitio de experimentación geotécnica.

## **1.3 Exploración del subsuelo**

En todo proyecto de ingeniería civil es necesario hacer una exploración del terreno que permita hacer una clasificación de éste, su estado natural y el estado del agua. Conocer el terreno es uno de los primeros pasos para el posterior diseño de obras. Una adecuada exploración del subsuelo con sus respectivos estudios e investigaciones evita posibles inconvenientes futuros que perjudiquen la realización de una obra de ingeniería.

Por ello se realiza normalmente una extracción de muestras mediante perforaciones, ya sean alteradas o inalteradas, del terreno; éstas son enviadas al laboratorio para su caracterización. El objetivo de esto es determinar las propiedades del suelo, roca y agua presentes en todo el terreno.

## **1.4 Ensayos in situ**

Para complementar los resultados de las muestras que son enviadas al laboratorio es necesario hacer ensayos in situ, los cuales dan una mejor aproximación de cómo se está comportando el terreno en el sitio. Existen dos tipos de ensayos in situ que se pueden realizar: los no destructivos de tipo geofísico, como la refracción sísmica (SR), la medición de ondas superficiales y el ensayo de Downhole (DHT) o los ensayos invasivos de

penetración como el ensayo de Penetración Estándar (SPT), el ensayo de penetración de cono, el piezocono CPTu, el presurómetro (PMT), el dilatómetro de placa y el ensayo de corte en veleta (VST). En la siguiente tabla (tabla 1) tomada de (Schneid 2005) se pueden observar algunos de los ensayos in situ más comunes para caracterización de suelo, su categoría, parámetros de medición y aplicaciones prácticas más usadas.

Tabla 1. Ensayos in-situ.

Categoría	Ensayo	Designación	Medición	Común aplicación	
<i>Ensayos geofísicos:</i>					
Ensayos no destructivos o semi destructivos	Refracción sísmica	SR	Ondas P en la superficie	Caracterización del terreno rigidez a pequeñas deformaciones $G_0$	
	Ondas superficiales	SASW	Ondas R en la superficie		
	Ensayo crosshole	CHT	Ondas P & S en perforaciones		
	Ensayo downhole	DHT	Ondas P & S en una perforación profunda		
	Ensayos de presurómetro:				Modulo de corte, G
	Pre excavado	PMT	$G_s(\Psi \times \varepsilon)$ curva	Resistencia al corte in situ esfuerzo horizontal	
	Auto excavado	SBPM	$G_s(\Psi \times \varepsilon)$ curva	Propiedades de consolidación	
	Placa de carga	PLT	Curva ( $L \times \delta$ )	Rigidez y resistencia	
Ensayo de penetración con cono:					
Ensayos de penetración invasivos	Eléctrico	CPT	$q_c, f_s$	Resistencia al corte	
	Piezocono	CPTU	$q_c, f_s, u$	Densidad relativa propiedades de consolidación	
	Ensayo de penetración estándar	SPT	Penetración (valor N)	Perfil del suelo ángulo de fricción interna	
	Dilatómetro de placa plana	DMT	$p_0, p_1$	Rigidez Resistencia al corte	
	Ensayo de rigidez de Vane	VST	Torque	Resistencia al corte no drenada, $S_u$	
Ensayos combinados (invasivos + no destructivo)	Presurometro de cono	CPMT	$q_c, f_s, (+u), G_s(\Psi \times \varepsilon)$	- Perfil del suelo - Modulo de rigidez, G - Resistencia al corte - Propiedades de consolidación	
	Cono sísmico	SCPT	$q_c, f_s, v_p, v_s, (+u)$	- Perfil del suelo - Resistencia al corte - Rigidez a pequeñas deformaciones, $G_0$ - Propiedades de consolidación	



Cono de resistividad	RCPT	$q_c, f_s, \rho$	-Perfil del suelo - Resistencia al corte - porosidad del suelo
Dilatómetro sísmico		$p_0, p_1, v_p, v_s$	-Rigidez (G y $G_0$ ) - Resistencia al corte

Fuente: (Schneid 2005)

#### 1.4.1 Ensayos no destructivos

Los métodos geofísicos son ensayos no destructivos que se realizan generalmente en superficie, estos permiten determinar parámetros como densidad, conductividad eléctrica y velocidad de propagación de ondas.

#### 1.4.2 Ensayos de penetración

En la tabla 1 se muestra brevemente cuáles son los ensayos de penetración más comunes. En figura 1 tomada de ( Mayne 2001) se puede apreciar gráficamente estos ensayos, a continuación se hará una breve descripción del CPTU.

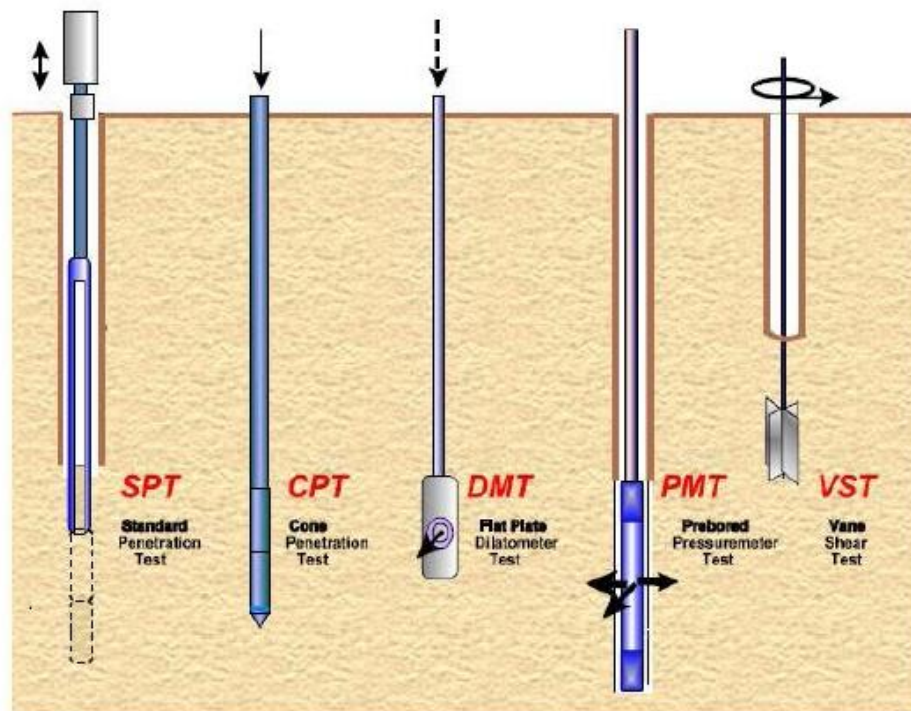


Figura 1. Ensayos de penetración más comunes.

Fuente de ( Mayne 2001)

El Ensayo de piezocono (CPTU) consiste en hincar un cono dentro del suelo a una velocidad de 2 cm/s, este cono mide en tiempo real la resistencia por punta, la fricción que

haya en el fuste y la presión de poros inducida por la penetración. Es un buen método para hacer un perfil completo del suelo ya que toma mediciones continuas. En la sección tres se explicará detalladamente en qué consiste este ensayo y cómo analizar los resultados.

### **1.5 Sitios de experimentación geotécnica**

Los sitios de experimentación geotécnica internacional (*IGES international geotechnical experimentation sites*) son de especial valor para la comprensión del comportamiento de los suelos, así como la interpretación de datos de diferentes ensayos ha sido el comienzo de estos sitios de ensayo (Benoît y Lutenegeger 2000). En este momento existen 60 de estos sitios, en la totalidad de los casos, los IGES son programas de investigación que se han estado realizando durante muchos años, a menudo desde varias décadas. Sin embargo, en la mayoría, todavía no se han respondido plenamente todas las interrogantes respecto al comportamiento de las distintas formaciones de estos suelos en particular (Mayne y Brown 2003).

Los sitios de experimentación geotécnica son de gran valor debido a que muchos tipos diferentes de mediciones se toman en el mismo material, en la misma zona y ubicación. Lo cual permite reducir al mínimo los problemas de variabilidad del terreno. De esta forma se puede determinar una forma de "verdad del terreno" en términos de interpretación y los datos de las pruebas de laboratorio se pueden comparar con los resultados de pruebas de campo (Mayne, Coop, y otros 2009). En estos sitios, es posible calibrar correctamente parámetros geotécnicos adquiridos de métodos analíticos y modelos numéricos. Además, se pueden desarrollar correlaciones empíricas o analíticas entre los diferentes métodos de ensayo. Tener diferentes métodos de interpretación es realmente útil en la caracterización geotécnica del sitio, debido a que no hay un solo procedimiento para la evaluación de los parámetros para todo tipo de suelos. Por lo tanto, múltiples métodos pueden ser adoptados de forma paralela para su evaluación o rango de valores.

## **2 RECOPIACIÓN DE DATOS E INFORMACIÓN ACERCA DEL SITIO DEL ENSAYO**

El sitio donde se realiza el estudio presente ya ha sido objeto de otros estudios presentados como proyectos de grado. Por lo tanto, se utilizará esa información previa que se tiene del sitio para la elaboración de este proyecto. Específicamente, se recurrirá a la información del proyecto de grado de Víctor Hugo Restrepo Botero titulado “*Interpretación del ensayo de penetración estándar instrumentado y su relación con la prueba dinámica de carga en pilotes*”.

### **2.1 Localización**

La perforación se realizó en la finca “La Pelusa”, ésta se encuentra en el municipio de Facatativa (Departamento de Cundinamarca – Colombia). Las coordenadas aproximadas origen Bogotá del punto de perforación fueron 1025533N, 974351E levantadas con un GPS navegador. La altura sobre el nivel del mar del punto de perforación es de aproximadamente 2600 msnm (Restrepo 2010).

En la siguiente figura (figura 2) se presenta la localización detallada del lugar donde se llevó a cabo el trabajo de campo.

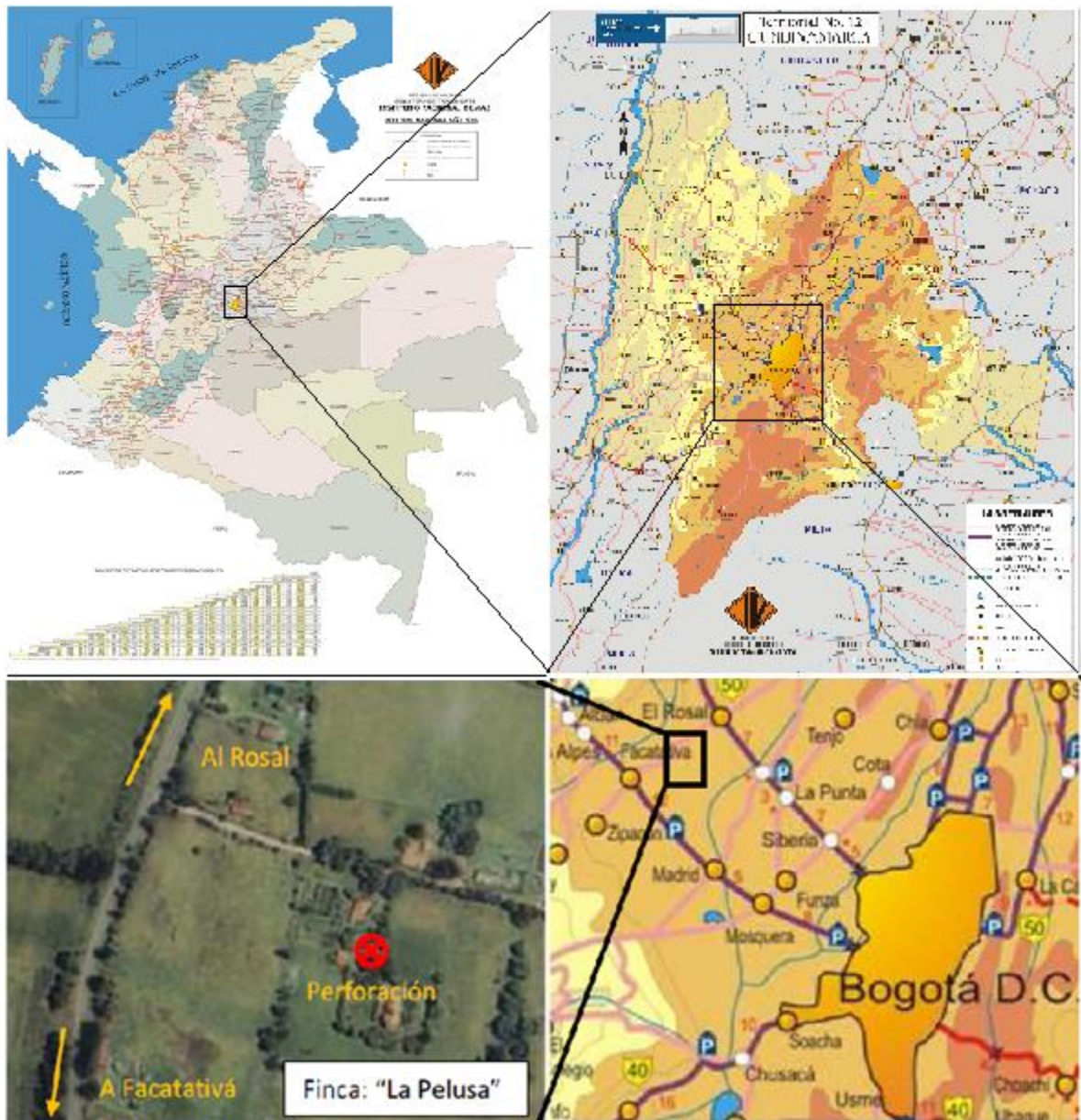
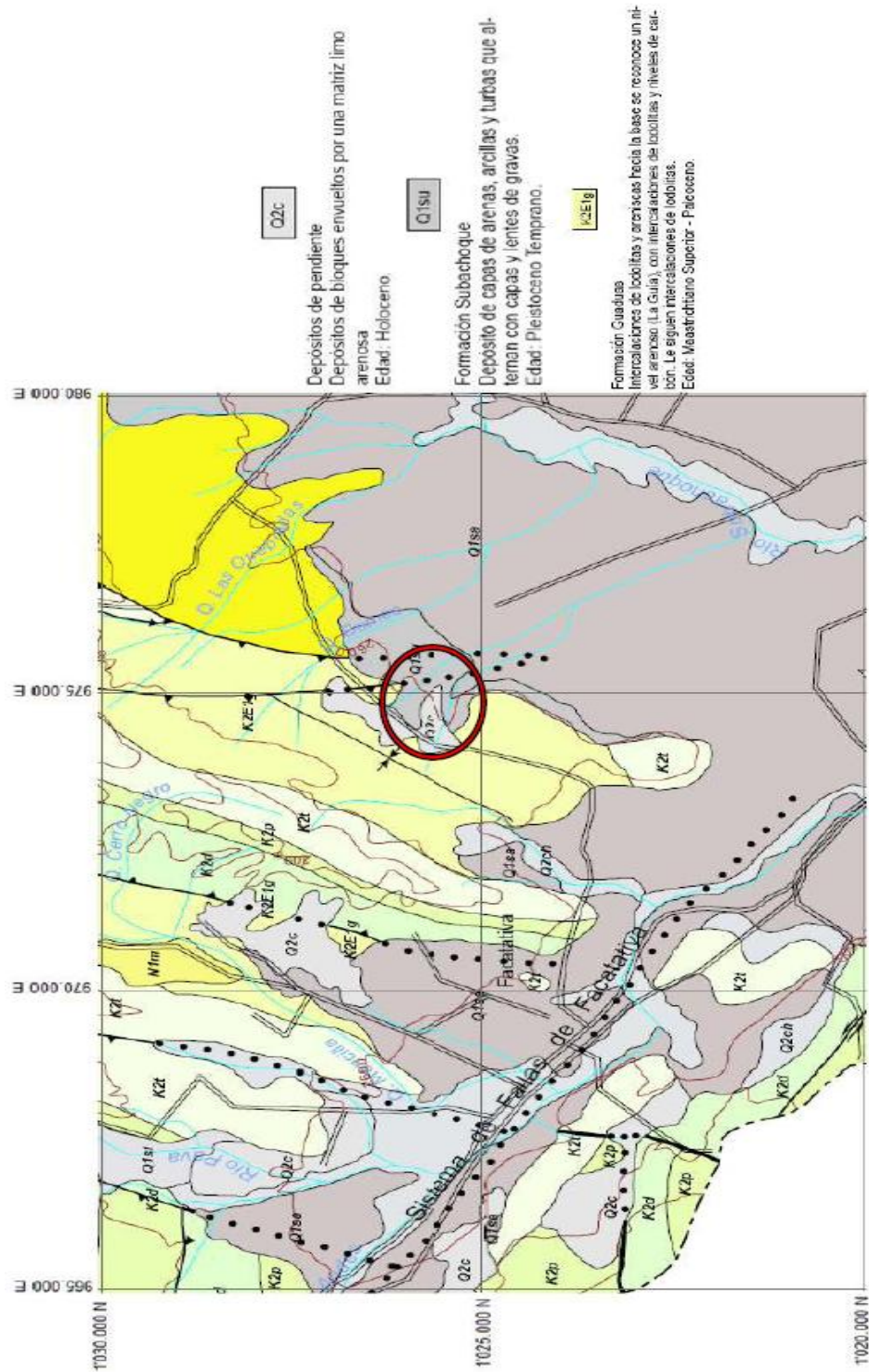


Figura 2. Ubicación sitio del ensayo finca "La pelusa".  
 Fuente: Mapas INVIAS.gov.co y Google Earth. Adaptado por (Restrepo 2010)

## 2.2 Geología regional

De acuerdo al plano escala 1:100.000 de geología para la Sabana de Bogotá (Figura 3), en esta zona se encuentran depósitos de pendiente (Q2c) de bloques envueltos en matriz limo arenosa y la Formación Subachoque (Q1su) que tiene depósitos de capas de arcillas y arenas. Regionalmente se observa que la geología está enmarcada estructuralmente dentro del sistema de fallas de Facatativa.

Figura 3. Geología Regional. Escala plano original 1:100.000.  
 Fuente: Mapa Geológico de Bogotá. Ingeominas. Adaptado por (Restrepo 2010)



### 2.3 Geología local

Al detallar con una escala 1:25.000 la geología con aplicación para fines de ingeniería (Figura 4) se confirma que la perforación está localizada en depósitos coluviales recientes con granulometría fina, en donde la composición predominante es areno-arcillosa de la formación Subachoque (Strc3) (Restrepo 2010).

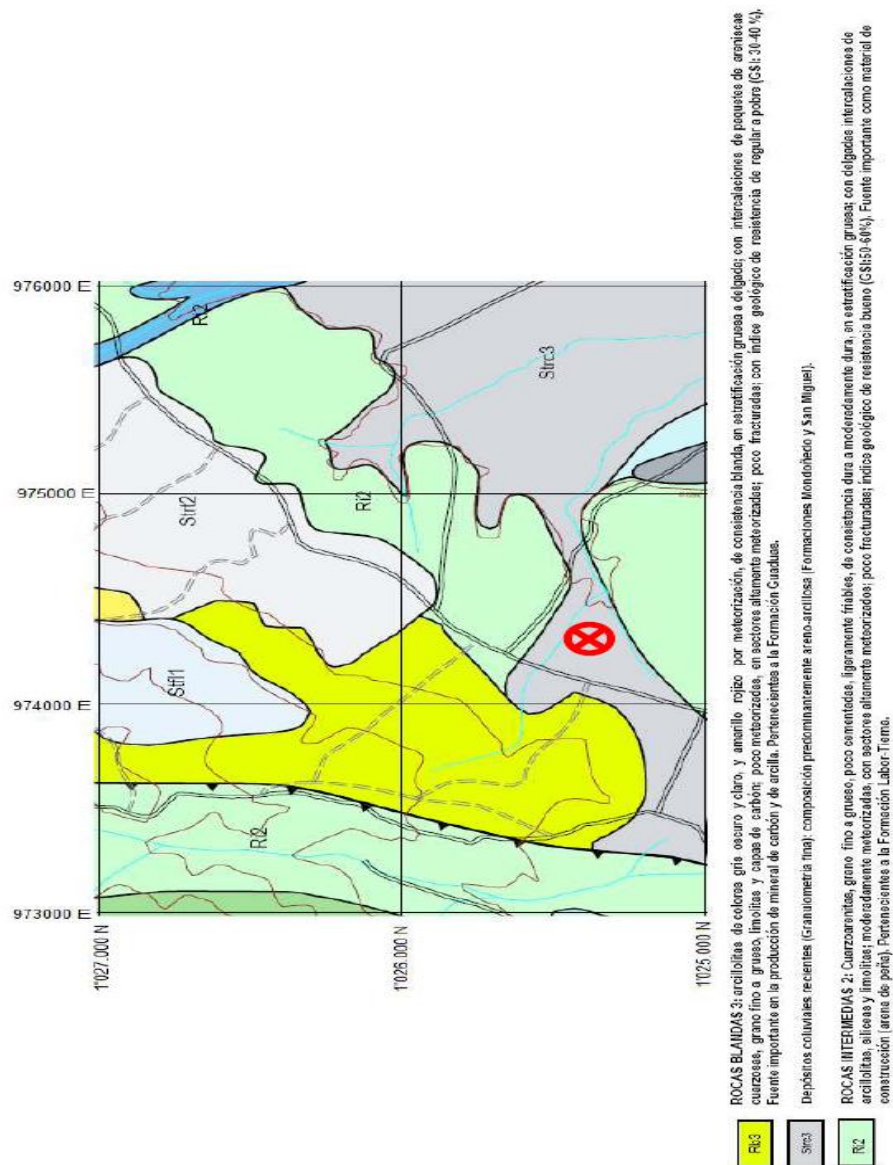


Figura.4 Geología local para ingeniería. Escala plano original 1:25.000.  
Fuente: Plancha 227- II-C. Ingeominas. Adaptado por (Restrepo 2010)

## **2.4 Caracterización del sitio mediante ensayo de SPT**

En el sitio se encontraba una caracterización del perfil estratigráfico, ésta se realizó a través de la descripción visual realizada en campo para cada una de las muestras extraídas, la identificación de cambios en el lodo de lavado y su color, así como los resultados de laboratorio (Restrepo 2010). En esta perforación se recuperaron muestras cada 1 y 1.5m. En las figuras 5 y 6 se pueden apreciar los resultados de laboratorio, el valor N del SPT y la descripción del perfil estratigráfico del suelo.

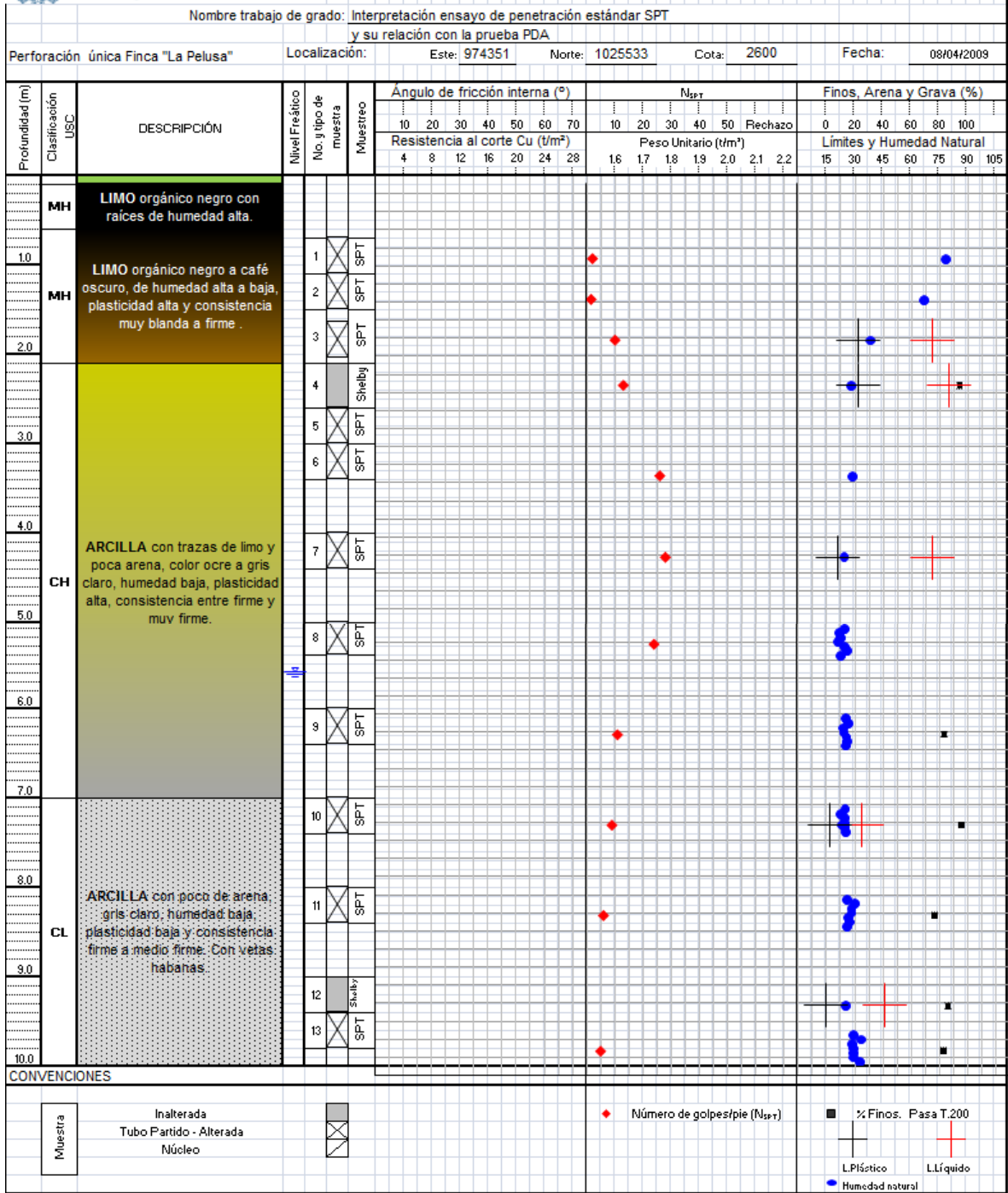


Figura 5. Perfil estratigráfico del suelo, valores SPT y ensayos de laboratorio.  
Fuente: (Restrepo 2010)



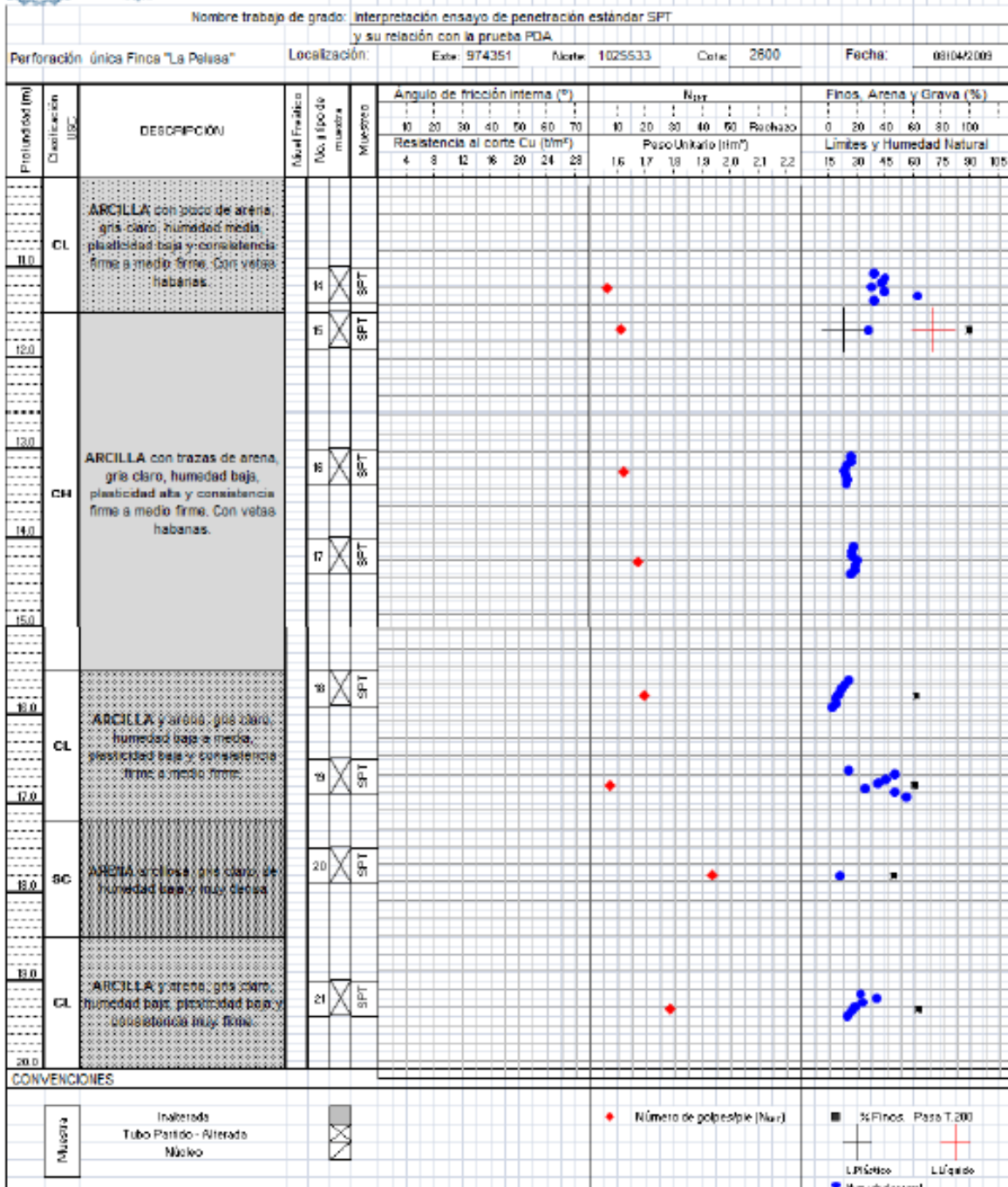


Figura 6. Perfil estratigráfico del suelo, valores SPT y ensayos de laboratorio.  
Fuente: (Restrepo 2010)

En la figura 7 se puede observar el valor exacto de  $N_{SPT}$  en toda la profundidad con el valor graficado de éste. En total se tomaron 25 mediciones en 30 metros de profundidad.

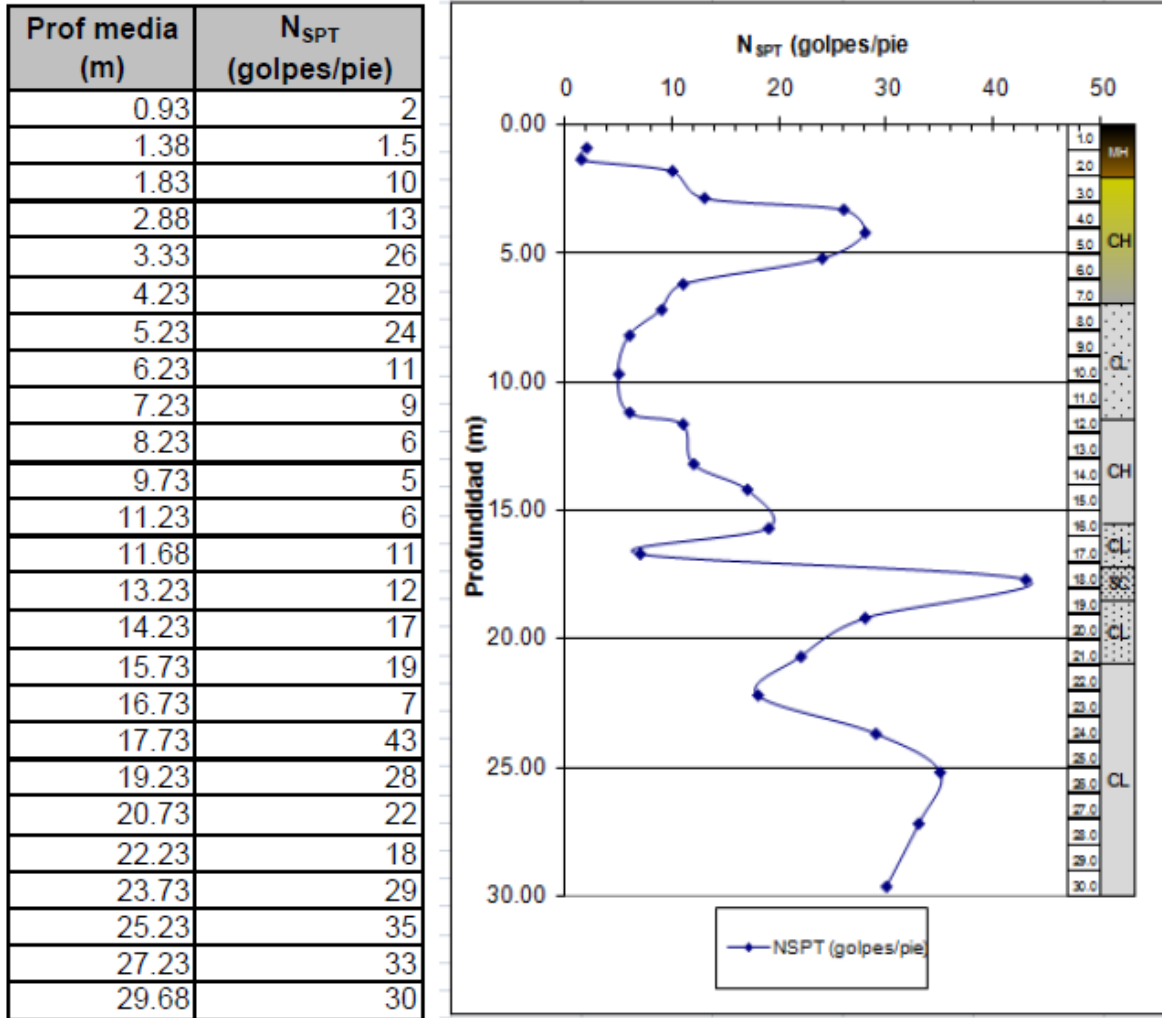


Figura 7. Resultados del valor de  $N_{SPT}$  en la perforación.

Fuente: (Restrepo 2010)

En la figura 8 se puede observar el porcentaje de finos hallados por medio de ensayos de laboratorio. En la figura 9 se encuentra los límites de Atterberg y las humedades naturales del terreno.

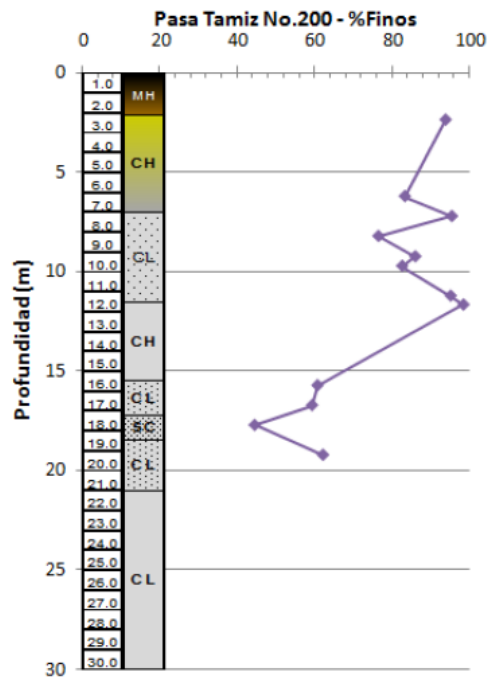


Figura 8. Porcentaje de finos en profundidad. Fuente (Restrepo 2010)

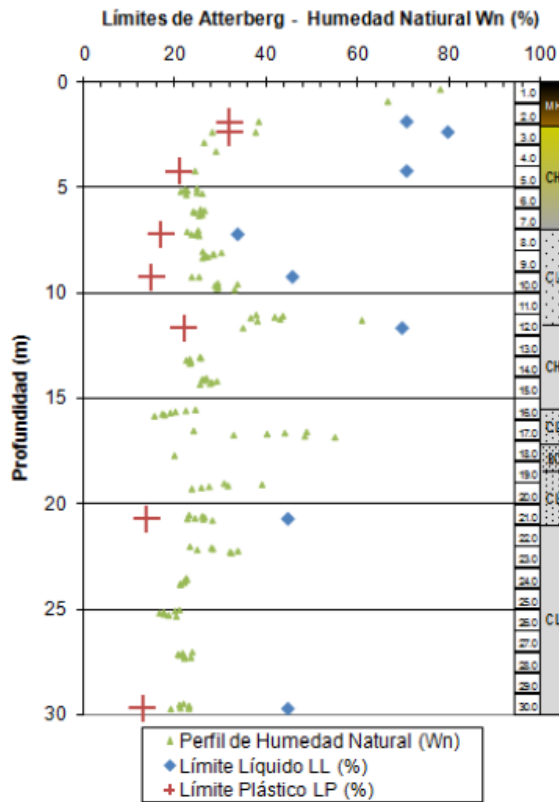


Figura 9. Límites de Atterberg del perfil de suelos. Fuente (Restrepo 2010)

## 2.5 Ensayo de *downhole*

En este ensayo se mide la velocidad de propagación de ondas de corte desde la superficie hasta distintas profundidades en que se instala la sonda. Para este ensayo se hace primero una perforación la cual se encamisa de tal forma que la tubería con la que se realiza quede adherida al suelo. Una vez se tiene de esta forma la perforación, se coloca un receptor a distintas profundidades del suelo dentro de la perforación por medio de una sonda y se pone una fuente emisora de energía en la superficie. En la figura 10 se puede observar un esquema de cómo se realiza este ensayo. Mediante la diferencia en las llegadas de ondas hasta las distintas profundidades, puede calcularse el perfil de velocidades de propagación en el suelo.

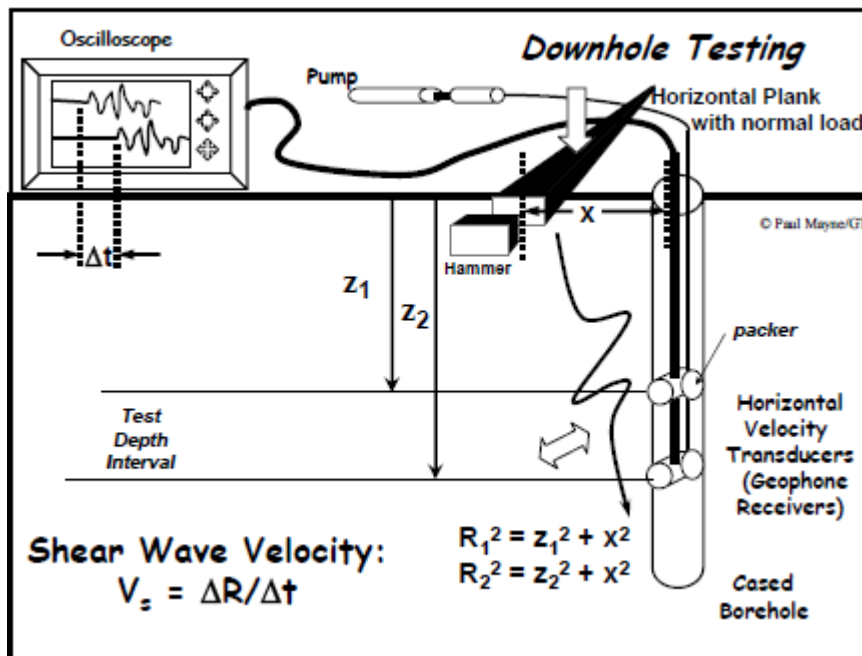


Figura 10. Ensayo de Down Hole.  
Fuente: ( Mayne 2006)

(Aponte González 2010), presenta resultados de un ensayo de *Down Hole* situado en la misma perforación donde (Restrepo 2010) realizó el ensayo de SPT en la finca “La Pelusa”. Durante el encamisado de la perforación de este ensayo no fue posible inyectar lechada correctamente para lograr una adecuada adhesión entre la tubería y el suelo, por esta razón estos resultados pueden presentar incertidumbre. En la figura 11 se pueden apreciar los resultados de la velocidad de onda de corte para este ensayo.

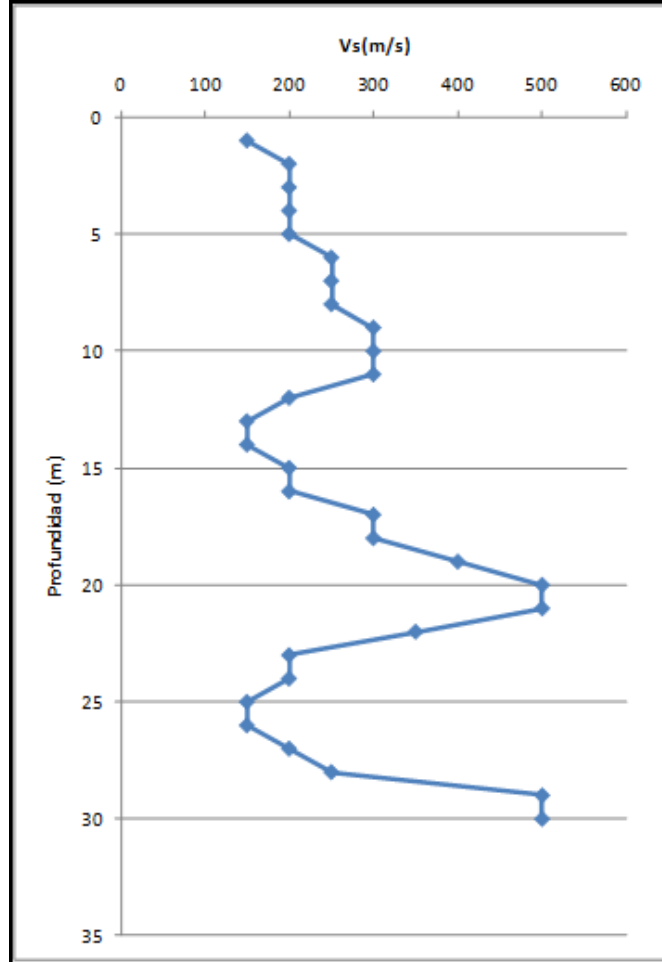
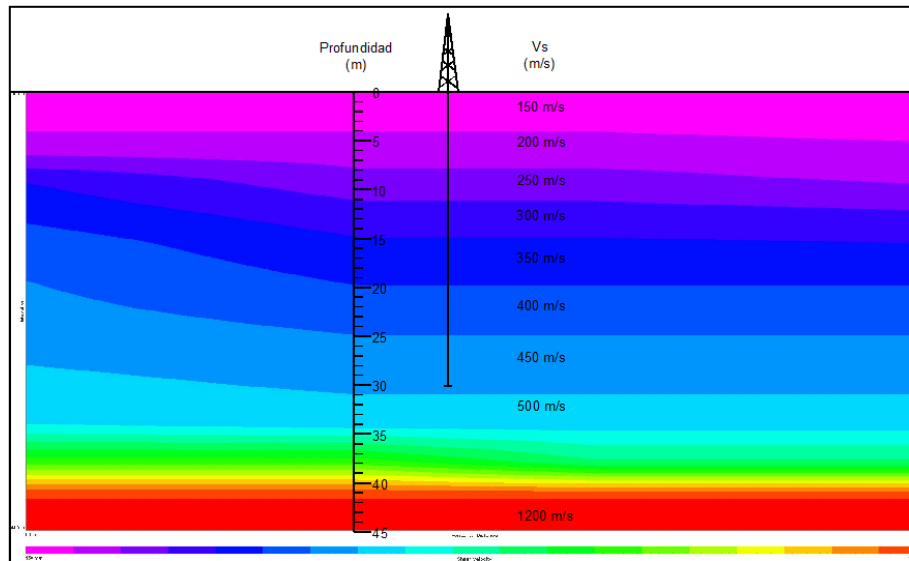


Figura 11. Velocidad de onda de corte.  
Fuente: (Aponte González 2010)

Adicionalmente en la figura 12 se puede apreciar el perfil de velocidades hallado a través de línea ReMI para el sitio.



*Figura 12. Perfil de velocidades establecido mediante línea ReMi.  
Fuente: (Aponte González 2010)*

### 3 EL ENSAYO DE PIEZOCONO (CPTU)

#### 3.1 Descripción general

El ensayo de piezocono o CPTU es un ensayo de penetración estática, el cual tiene un sensor que permite registrar la presión de poros. El ensayo consiste en hincar a presión un cono sujetado por un varillaje a una velocidad constante de 2cm/s, este dispositivo con punta cónica mide en tiempo real el esfuerzo necesario para la penetración por punta  $q_t$ , la fricción que se desarrolla en el fuste durante la penetración  $f_s$  y la presión de poros. La figura 13 muestra un esquema de un equipo de piezocono con sus partes y donde se toman las mediciones.

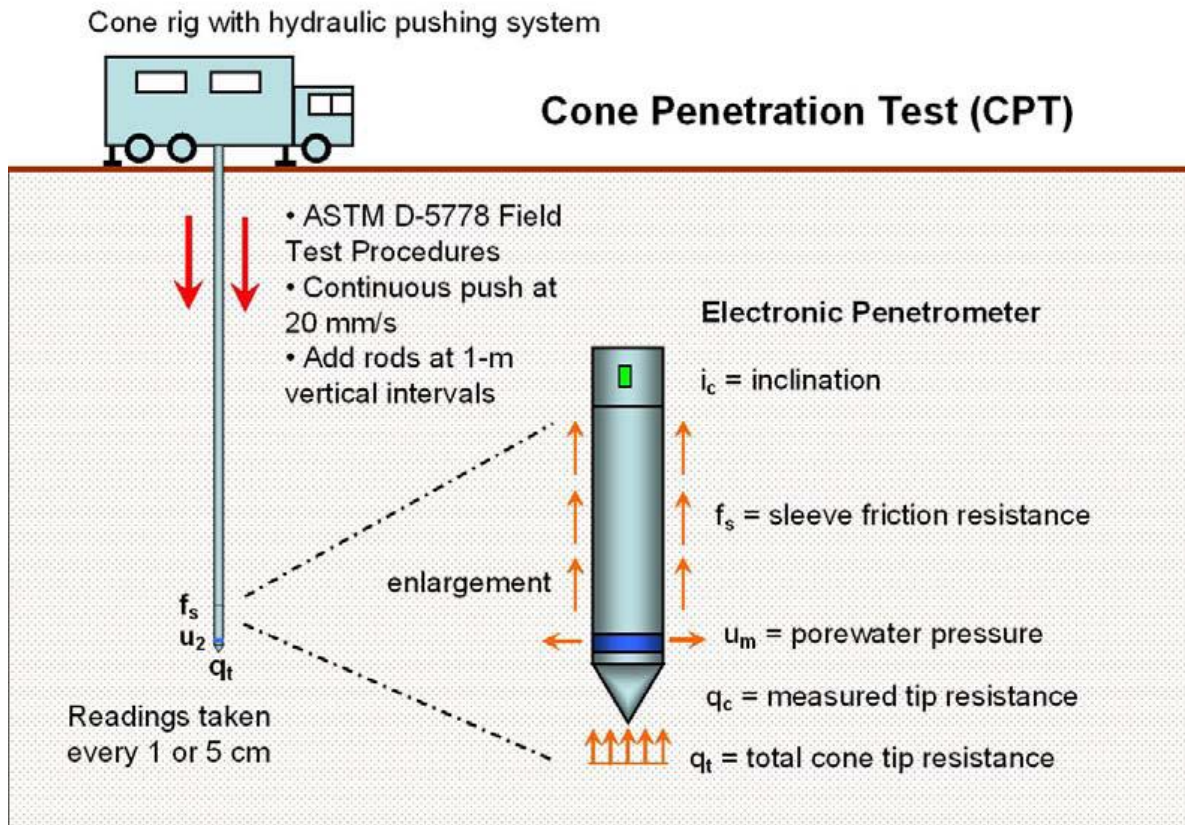


Figura 13. Ensayo de piezocono.  
 Fuente: ( Mayne 2007)

Esta clase de ensayo es in situ e indica cómo es el perfil estratigráfico en la zona sin necesidad de sacar muestras que necesitan de pruebas de laboratorio, ni requiere de realizar una inspección visual sobre el tipo de suelo que se encuentra, puesto que por medio de este ensayo no se pueden extraer muestras. El ensayo da una idea de qué tipo de suelo se encuentra a través de su comportamiento mecánico, es decir, la rigidez y resistencia que este tenga. La figura 14 presenta qué resultados da el piezocono y cómo a través de éstos se puede clasificar el suelo.

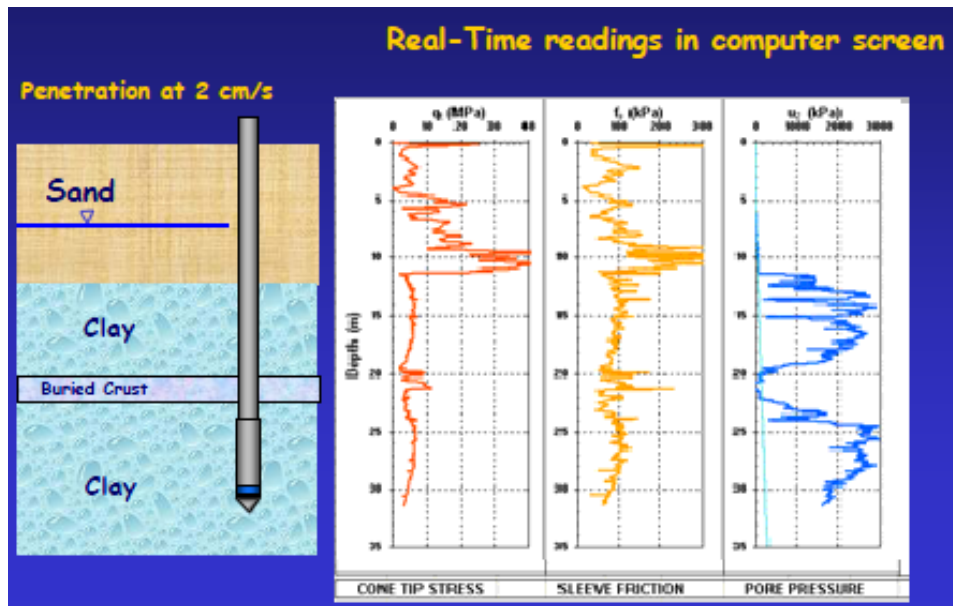


Figura 2. Mediciones en tiempo real del piezocono.  
Fuente: (Mayne 2006)

En la anterior figura se puede apreciar que el esfuerzo por punta es alto y la presión de poros es baja cuando se encuentran arenas; mientras que en las arcillas existe una presión de poros alta y se requiere de menos esfuerzo para la penetración.

El ensayo CPTU es un ensayo que, a diferencia del SPT, no varía dependiendo del operador ni de la masa que utilice. Es un ensayo estandarizado que penetra el suelo a una velocidad estándar acorde con las normas, y genera lecturas en tiempo real que permiten una adecuada caracterización de un perfil de suelo. En la tabla 2 se observan algunas ventajas y desventajas que tiene el ensayo de piezocono.

Tabla 2. Ventajas y desventajas del ensayo CPTU.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Proporciona medidas rápidas y continuas del perfil de suelo	Requiere un operador mas calificado
Es un ensayo económico y productivo	Los elementos electrónicos requieren de una calibración y de un cuidado especial en terreno



Los resultados no dependen del operador	No se obtienen muestras de suelo
Tiene buenas bases teóricas para la interpretación	El ensayo no sirve para todo tipo de material

*Fuente: (Mayne 2006)*

Este es un ensayo aplicable sólo en suelos blandos como arcillas o arenas que no estén muy compactadas, puesto que en suelos muy duros o en suelos donde haya presencia de rocas no es aplicable dado que el piezocono se puede averiar al no poder penetrar elementos muy duros.

### 3.2 Historia

- Cono Holandés (1932)

Los primeros ensayos con un penetrometro de cono fueron realizados con un tubo de gas de 35 mm de diámetro exterior y con un varillaje de acero interior de 15 mm. El penetrometro poseía una punta de cono con 10 cm<sup>2</sup> de área y un ángulo de 60°. Esto se adjuntó a las varillas de empuje interno de acero. En la figura 15 muestra un esquema de este cono.

- Penetrómetro hincado por presión (1935)

Laboratorio de Mecánica de Suelos Delf (*Delf Soil Mechanics Laboratory*) diseñó la primera máquina para el empuje (hinca) del penetrometro de cono. Esta máquina era operada manualmente y podía ejercer una fuerza de 10 toneladas. En la figura 16 se puede apreciar esta primera máquina.

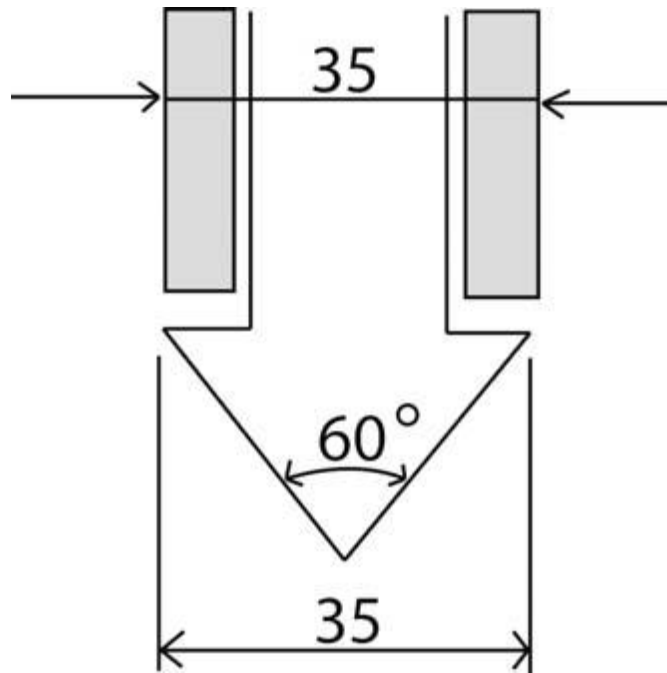


Figura 3. Principios del cono holandés mecánico.  
Fuente: (Robertson y Cabal 2010).

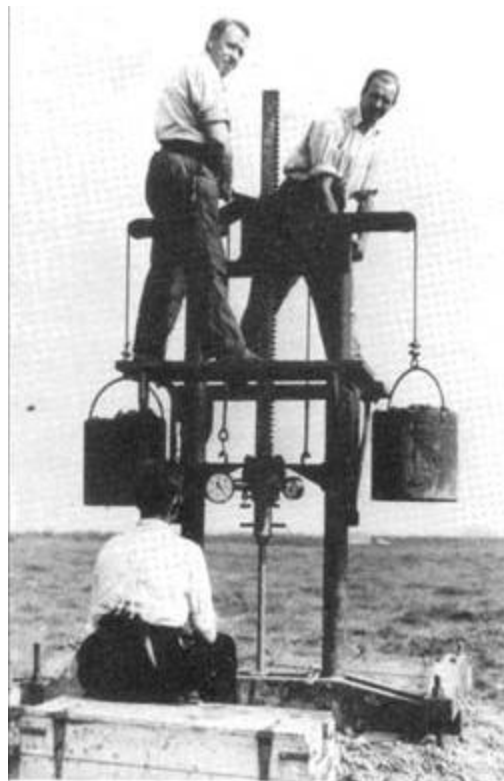
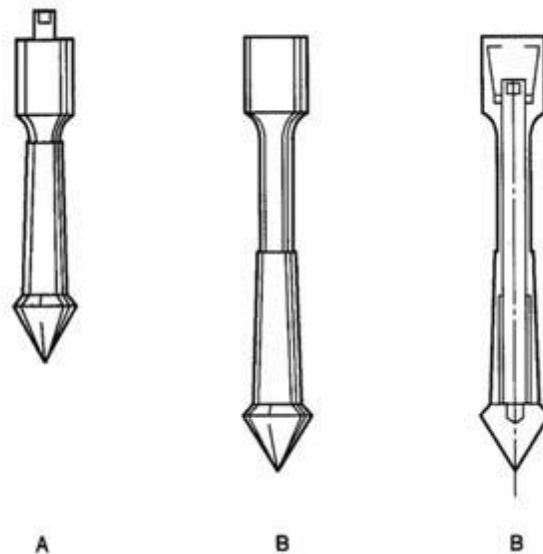


Figura 4. Primera máquina de hincado de un penetrometro de cono.  
Fuente: (Robertson y Cabal 2010)

- Mejoras al cono holandés (1948)

Se mejoró el cono holandés mecánico original añadiéndole una parte cónica justo por encima de la punta del cono. El propósito de esta nueva geometría era evitar que el suelo entrara en el espacio entre las barras interiores y las exteriores. En la figura 17 se pueden apreciar algunos de estos diseños de cono que siguen en funcionamiento en ciertas partes del mundo (Robertson y Cabal 2010).



*Figura 175. Penetrómetro mecánico de cono holandés con un manto cónico.  
Fuente: (Robertson y Cabal 2010)*

- Medición de fricción en el cono (1953)

Se adicionó un fuste de fricción (“chaqueta de adhesión”) detrás de la punta cónica para incluir mediciones de la fricción que presentara el terreno (Robertson y Cabal 2010). En la figura 18 se muestra estos primeros fustes para medir la fricción. Las mediciones se realizaban cada 20 cm y por primera vez, se empezó a usar la relación de fricción para hacer una clasificación del tipo de suelo. Esta clasificación puede observarse en la figura 19.

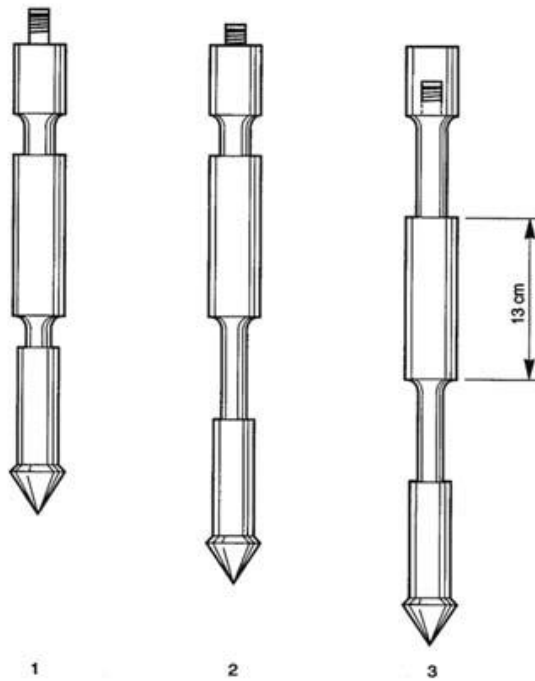


Figura 68. Penetrometro de cono con fuste de fricción de Begemann.  
 Fuente: (Robertson y Cabal 2010)

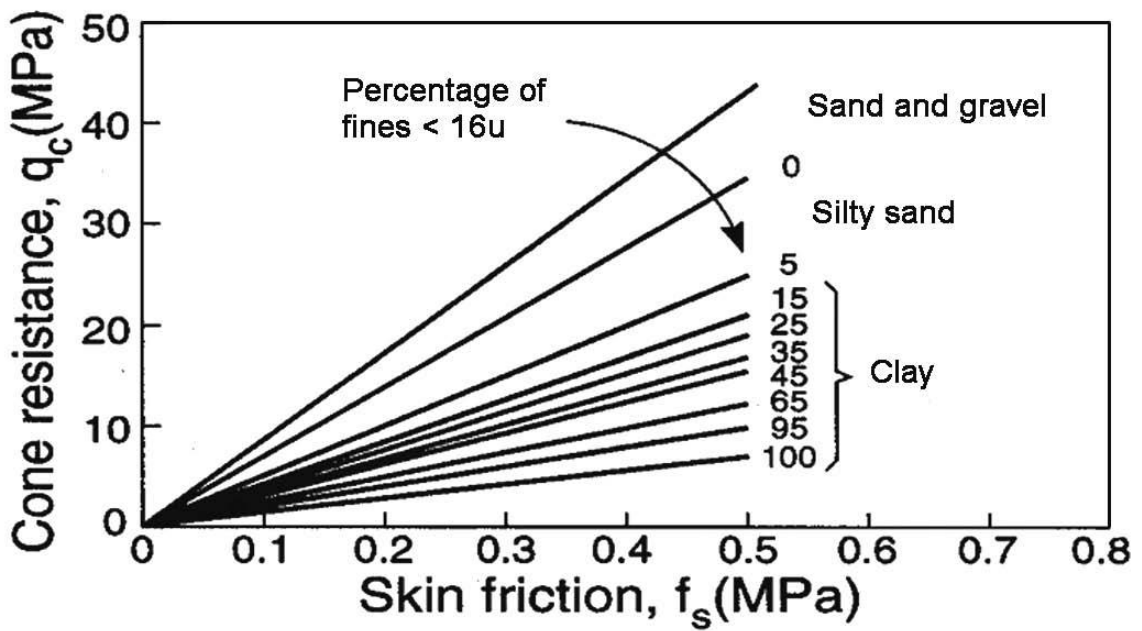


Figura 19. Primera clasificación del tipo de suelo por utilizando penetrometro de cono.  
 Fuente: (Robertson y Cabal 2010)

- Cono eléctrico (1965)

Fue desarrollado un cono eléctrico. La forma y dimensiones de este tipo de cono son las bases para los actuales conos modernos y las referencias internacionales para ensayos y procedimientos de la ASTM. Las principales mejoras introducidas a los penetrometros de cono mecánicos a través de este nuevo tipo de cono fueron:

- ✓ Se eliminaron las lecturas incorrectas debido a la fricción entre el varillaje interior y exterior antes usado y errores debido al peso interior de este tipo de varillajes.
- ✓ Se empezaron a hacer ensayos continuos con una velocidad de penetración continua sin la necesidad de alternar movimientos de diferentes partes del penetrometro y sin movimientos de suelo no deseados que influenciarian la resistencia del cono.
- ✓ Se simplificó y se empezaron a hacer medidas eléctricas más confiables de la resistencia por punta y la fricción en el fuste.

- Cono con medición de presión de poros (1974)

Se introdujeron los primeros penetrometros de cono, los cuales pueden medir también la presión de poros. Estos son los primeros piezoconos. Los primeros diseños tuvieron una variedad de formas y de ubicaciones del filtro para medir la presión de poros que a través de la práctica se ha ido estandarizando para que la posición del filtro recomendadas esté justo después de la punta del cono. Con la introducción de mediciones de presiones de poros se descubrió la necesidad de corregir la resistencia del cono por punta debido a las presiones de poros, esto especialmente en arcillas blandas (Robertson y Cabal 2010).

### 3.3 Equipo de piezocono

El equipo consta de los siguientes componentes:

*Cono:* la punta del cono es de  $60^\circ$  y  $10 \text{ cm}^2$  de área en la base, el fuste donde se mide la fricción es de  $150 \text{ cm}^2$  de área. El cono tiene un diámetro exterior de 35,7 mm y entre la punta y el fuste donde se mide la fricción tiene un sensor que mide las presiones intersticiales que se inducen a causa de la penetración de la punta también es posible realizar ensayos de disipación para conocer las presiones de agua en el suelo y la conductividad hidráulica (ASTM-D5778-07). El cono utilizado permite medir la resistencia por punta  $q_c$  y la resistencia por fricción  $f_s$  por medio de sensores de presión que transmiten la información a la superficie a de manera inalámbrica.

En la figura 20 se muestran distintos tipos de cono y sitios donde se puede tomar la medición de  $u$ . En la figura 21 se puede apreciar en un esquema el cono con sus partes, en

qué lugares se mide cada uno de los parámetros y qué variable toman. En la figura 22 se puede observar una fotografía del cono del piezocono utilizado en el ensayo.

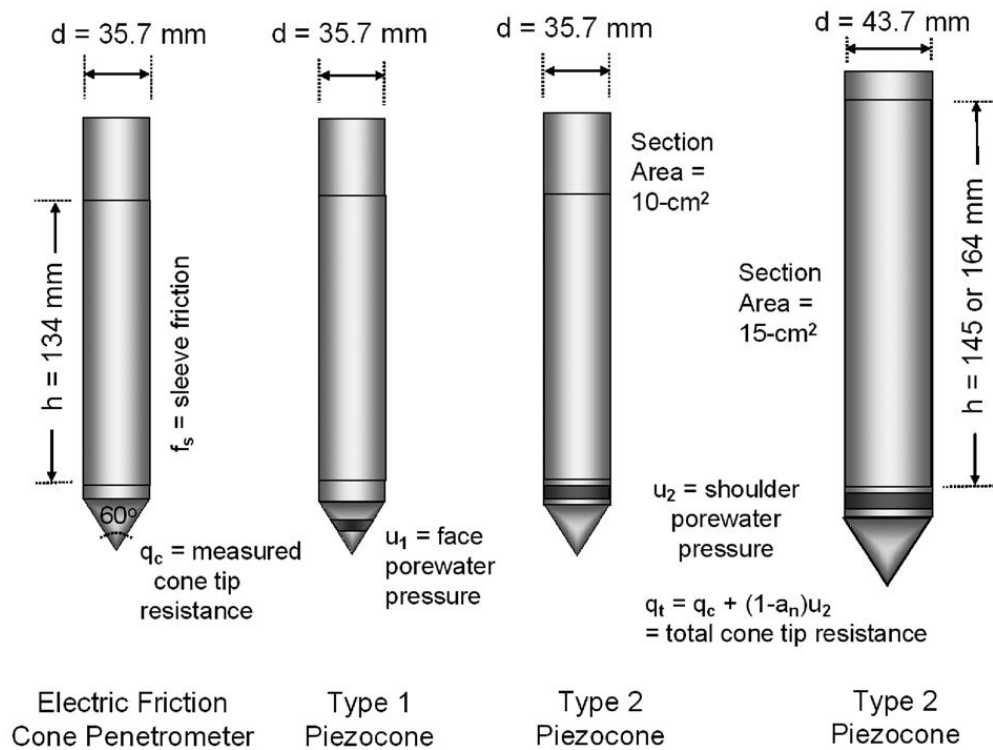


Figura 20. Esquema del penetrometro de cono. Posición  $u_2$   
Fuente: (ASTM-D5778-07 2007)

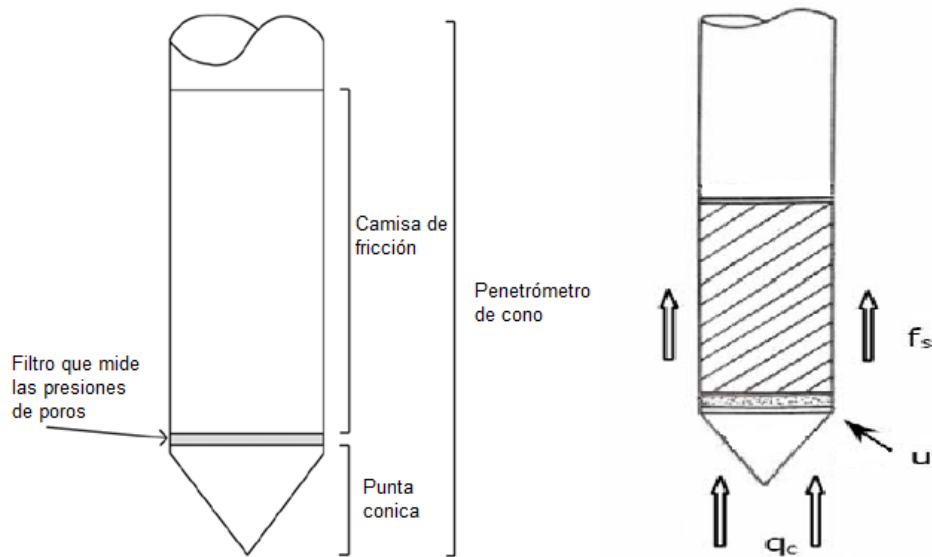


Figura 7. Esquema del penetrometro de cono.  
Fuente: (Devincenzi y Frank 2004)



Figura 228. Piezocono utilizado en el ensayo.

*Varillaje*: son los distintos tipos de varillaje que sirven para la hincada del piezocono. Éstos pueden ser de dos tipos, el primero se usa para hincar el piezocono y el segundo se usa para encamisar la excavación en mayores profundidades y evitar así que la fricción generada a lo largo de todo el varillaje dificulte la penetración. En la figura 23 se puede observar una fotografía de los dos tipos de varillaje.



Figura 9. Tipos de varillaje.

*Sistema de hincada piezocono*: el mecanismo de hincada del piezocono en el terreno a través del varillaje es un sistema hidráulico montado encima de un vehículo que posee un sistema de anclajes al terreno, con el fin de dar una reacción suficiente que permita la hincada dentro del

terreno. En la figura 24 se puede observar el vehículo que cuenta con un sistema hidráulico. En la figura 25 se presenta el detalle del sistema de anclajes al terreno.

El equipo debe estar nivelado para la penetración del piezocono, no se permite una desviación vertical muy alta ya que desviaciones grandes pueden resultar en una rotura del sistema de varillaje que daría como resultado una pérdida del cono. Para esto el penetrometro de cono cuenta con un sensor que indica de cuánto es la inclinación.



*Figura 10. Vehículo de hinca piezocono.*



*Figura 11. Sistema de anclaje al terreno.*



*Equipo de toma de datos:* se encuentra en superficie, conectado a un computador o a un sistema de adquisición de datos que mide, en tiempo real, los parámetros del ensayo: qc, fs, u. En la figura 26 se puede apreciar el sistema de adquisición de datos del equipo.



*Figura 12. Sistema de adquisición de datos del piezocono.*

### **3.4 Procedimiento de ensayo**

La norma que indica el correcto procedimiento de ensayo es la norma ASTM D5778 – 07. El ensayo fue realizado en el mes de septiembre de 2010, la compañía JEoprobe Ltda. facilitó la logística del lugar y el equipo con que se realizó el ensayo.

El nivel freático se halló al final del ensayo por medio de una sonda, la cual se insertó en la perforación y se miró donde se hallaba este, el nivel freático se halló de esta manera a 7.8m, también se realizaron pruebas de disipación para verificar estos resultados.

El primer paso que se realizó durante el ensayo fue anclar el vehículo al terreno para que este pudiera dar la reacción necesaria a la fuerza que se genera al hincar el cono. En la Figura 27 se puede observar cómo se ancla el vehículo al terreno.



*Figura 137. Anclaje del equipo.*

Antes de empezar con la realización de la hinca es necesario preparar el cono, de tal manera que se coloque grasa dentro del cono y la punta para que tome las medidas de la presión de poros inducida de manera correcta, en la punta del cono se debe saturar con grasa para que la presión de poros realice un empuje en esta y de esta manera la grasa lleva la información al sensor encargado de medir la presión de poros inducida. En la Figura 28 se ve el procedimiento de preparación antes de la hinca del cono.



*Figura 14. Preparación del cono para mediciones de presión de poros dentro del piezocono.*

A continuación, si se empieza con la hincada del piezocono a una velocidad de 2 cm/s como lo indica la norma, el sistema de adquisición de datos toma en tiempo real las medidas de  $q_c$ ,  $f_s$ , u. Durante el proceso de hincada constantemente se verifica que no ocurra inclinación en la punta ni a lo largo del varillaje ya que se podría perder el cono donde se rompa a causa de la inclinación, para esto el piezocono cuenta con un inclinómetro. En la Figura 29 se puede observar el proceso de hincada del piezocono.



*Figura 29 Hinsa del piezocono.*

Debido a la resistencia que presentaba en el suelo a una profundidad de 15.58 m, fue necesario retirar el piezocono y encamisado la primera parte de la perforación. Esto con el fin de continuar el ensayo a mayor profundidad, sin tener la resistencia del suelo donde ya se había realizado el ensayo que presenta resistencia por fricción a lo largo de todo el varillaje. En la figura 30 se muestra el proceso de encamisado de la perforación para continuar con el ensayo.



*Figura 30. Encamisado de la perforación.*

A pesar de haber encamisado la perforación, no se pudo continuar el ensayo a más de 16.68 m de profundidad debido a que la presión por punta que registraba el equipo era demasiado alta y se corría el riesgo de ocasionar daños al mismo. Aproximadamente la presión era 40 Mpa, lo que requería del equipo demasiada fuerza y produjo que se doblara la parte del anclaje. En la Figura 31 se puede observar cómo se dobló parte del sistema de anclaje del equipo.



Figura 31. Parte del anclaje doblado.

### 3.5 Interpretación del ensayo de piezocono

#### 3.5.1 Cálculos iniciales

La resistencia del cono,  $q_c$ : la resistencia última medida a la penetración. La resistencia a la penetración desarrollada en el cono es igual a la fuerza vertical aplicada al cono dividida por el área de la base del cono. En la ecuación (1) se muestra cómo se calcula.

$$q_c = Q_c/A_c \quad (1)$$

En donde:

$q_c$ = la resistencia del cono (MPa, ton/ft<sup>2</sup>, kg/cm<sup>2</sup>, o unidades de esfuerzo adecuadas).

$Q_c$ = fuerza aplicada sobre el cono (kN, ton, kgf).  
 $A_c$ = área de la base del cono, 10 cm<sup>2</sup>.

*La resistencia total del cono corregida,  $q_t$* : para calcular la resistencia total del cono corregida, es necesario tener mediciones de presiones de poros inducidas por la penetración medida en la posición  $u_2$  ( figura 20), la cual se ubica inmediatamente después de la punta del cono. Esta corrección se hace debido a las presiones de poros que actúan en los lados opuestos de la punta y el anillo de unión entre ésta y el resto del cono (Campanella, Robertson y Gillespie 1986). En la ecuación (2) se muestra como se calcula.

$$q_t = q_c + u_2(1 - a_n) \quad (2)$$

En donde:

$q_t$ = la resistencia total del cono corregida (MPa, ton/ft<sup>2</sup>, kgf/cm<sup>2</sup>, o unidades de esfuerzo adecuadas).

$u_2$ = presiones de poros generadas inmediatamente después de la punta del cono (tsf, kgf/cm<sup>2</sup>, o unidades de presión adecuadas).

$a_n$ = cociente del área neta. Constante según la calibración del equipo.0.68

*La resistencia por fricción corregida,  $f_t$* : esta corrección se realiza también debido a las presiones en la posición  $u_2$ .

$$f_t = f_s + b_n u_2$$

En donde:

$f_t$ = la resistencia por fricción corregida (MPa, ton/ft<sup>2</sup>, kgf/cm<sup>2</sup>, o unidades de esfuerzo adecuadas).

$b_n$ = Constante según la calibración del equipo.0.0005

*Resistencia a la fricción en el fuste,  $f_s$* : el componente de la resistencia por fricción en el fuste del cono es igual a la fuerza de corte aplicada en el fuste del cono dividido por el área de esa superficie. En la ecuación (3) se puede observar cómo se calcula.

$$f_s = Q_s/A_s \quad (3)$$

En donde:

$f_s$ = resistencia a la fricción en el fuste (kPa, ton/ft<sup>2</sup>, kgf/cm<sup>2</sup>, o unidades de esfuerzo adecuadas).

$Q_s$ = fuerza en el fuste de fricción (kN, ton, kgf, o unidades de fuerza adecuadas).

$A_s$ = área del fuste. Constante del equipo.

*Relación de fricción,  $R_f$* : la relación de resistencia a la fricción del fuste,  $f_s$ , dividido la resistencia del cono,  $q_c$ , medido en el medio del fuste de fricción y la punta del cono cuando estos se encuentran a la misma profundidad, expresado en porcentaje. En la ecuación (4) se muestra esta relación.

$$R_f = (f_s/q_c) * 100 \quad (4)$$

En donde:

$R_f$ = Relación de fricción, %

$f_s$ = resistencia a la fricción en el fuste (kPa, ton/ft<sup>2</sup>, kgf/cm<sup>2</sup>, o unidades de esfuerzo adecuadas).

$q_c$ = la resistencia del cono (MPa, ton/ft<sup>2</sup>, kgf/cm<sup>2</sup>, o unidades de esfuerzo adecuadas).

Para la determinación de la relación de fricción se requiere la obtención de una resistencia del cono y una resistencia a la fricción en el fuste del mismo punto de la masa del suelo. La punta del cono se toma como referencia de profundidad. Una lectura anterior de la resistencia del cono en la punta en profundidad en el punto medio del fuste de fricción se utiliza para los cálculos. Para el piezocono de 10 cm<sup>2</sup>, el desplazamiento estándar es de 100 mm.

*Presión de poros hidrostática*: el exceso de presión de poros sólo se puede calcular conociendo la presión de poros de equilibrio. La presión de poros de equilibrio puede medirse a través de ensayos de disipación o estimarla calculándola, como se indica en las ecuaciones (5) y 6).

$$u_0 = \text{Estimado de la presión de poros de equilibrio} = h_w * \gamma_w \quad (5)$$

En suelos saturados por debajo del nivel freático, este es el caso hidrostático, se obtiene así:

$$u_0 = (z - z_w)\gamma_w \quad (6)$$

En donde:

$h_w$ = altura del agua, se evalúa de las condiciones del terreno (unidades de longitud adecuadas, metros, pies).

$\gamma_w$ = peso unitario del agua (9.8 kN/m<sup>3</sup> o 62.4 lbs/ft<sup>3</sup>).

$z$ = profundidad de interés (unidades de longitud adecuadas, metros, pies).

$z_w$ = profundidad hasta el nivel freático.

Los datos medidos en campo se deben normalizar respecto a los esfuerzos totales y efectivos. Esto debido a que algunas tablas de clasificación utilizan las lecturas normalizadas

Una vez se tengan los valores del piezocono ya explicados anteriormente en todo el perfil del suelo, se procede a normalizar estos valores con respecto a el esfuerzo total y al esfuerzo efectivo (Wroth 1988). Las ecuaciones (7), (8) y (9) muestran cómo se normalizan estos parámetros.

Resistencia del cono normalizada:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}} \quad (7)$$

La relación de fricción normalizada:

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (8)$$

La relación de presión de poros:

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (9)$$

En donde:

$\Delta u$  = exceso de presión de poros ( $u_2 - u_0$ ).

$\sigma_{vo}$  = esfuerzo vertical total.

$\sigma_{vo}$  = esfuerzo vertical efectivo.

$u_0$  = estimación de la presión de poros de equilibrio.

Los esfuerzos verticales de sobrecarga totales se calculan de la forma convencional según la ecuación 10:

$$\sigma_{vo} = \sum(\gamma_{ti} \Delta z_i) \quad (10)$$

En donde:

$\gamma_{ti}$  = peso unitario del suelo por capa.

$\Delta z_i$  = espesor de capa de suelo.



### 3.5.2 Perfil estratigráfico del suelo

Una de las aplicaciones del ensayo de CPTU es dar un tipo de suelo según su comportamiento y así obtener un perfil de todo el suelo. Esto basado en las mediciones que realiza en terreno. Sin embargo no se puede esperar que el piezocono dé predicciones exactas del tipo de suelo sobre la base de características físicas como distribución de tamaños de grano, pero sí una guía para la caracterización mecánica (resistencia, rigidez) del suelo (Lunne, Robertson y Powell 1997). La caracterización del suelo mediante este ensayo se conoce como “*Soil Behaviour type*” (SBT).

El uso más común para el ensayo de CPT son los gráficos de (Robertson, Campanella y Gillespie 1986), esto es con “*Soil Behaviour type (SBT)*”, que de forma grafica da una interpretación del tipo de suelo presente. Esta tabla utiliza los parámetros básicos de la CPT la resistencia del cono  $q_t$ , y la relación de fricción,  $R_f$ . El cuadro es de carácter mundial y puede proporcionar predicciones razonables del tipo de suelo el comportamiento de los sondeos CPT hasta cerca 20m de profundidad. En la figura 32 se puede apreciar estos gráficos.

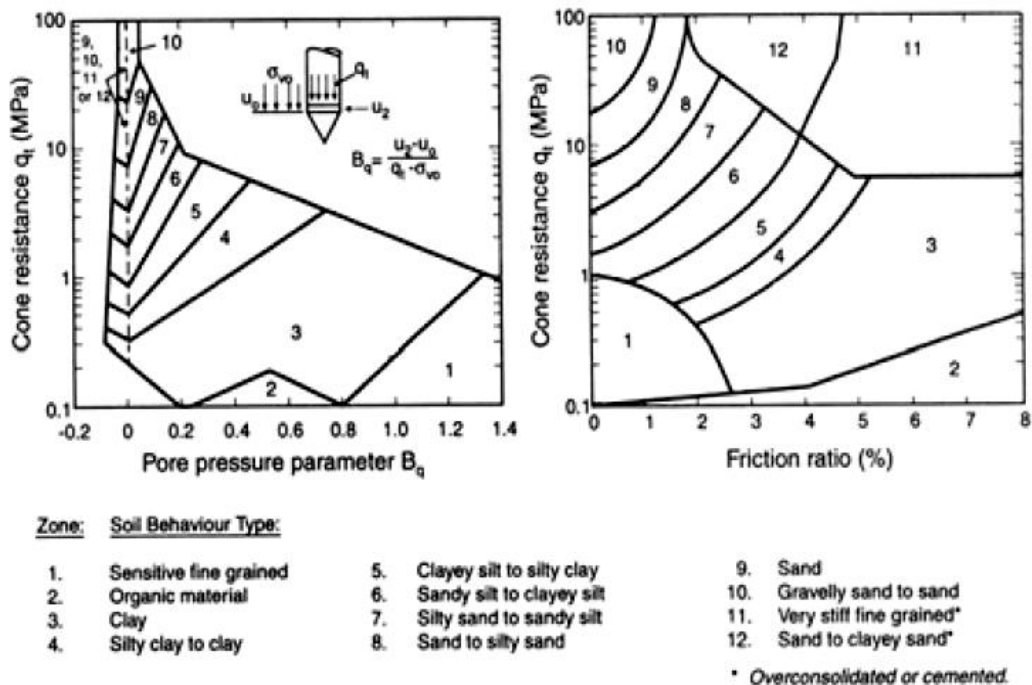


Figura 32. Tablas de clasificación de suelo no normalizadas utilizando el ensayo CPTu.

Fuente: (Robertson, Campanella y Gillespie 1986)

Dado que la resistencia por punta y la resistencia a la fricción aumentan con la profundidad y dependiendo del tipo de suelo, Robertson presenta una nueva tabla con corrección para

este tipo de datos que consiste en una normalización de los datos (Robertson 1990). Al igual que la anterior, esta tabla proporciona sólo una guía del tipo de suelo y cómo éste se comporta. En la figura 33 se pueden apreciar estas gráficas.

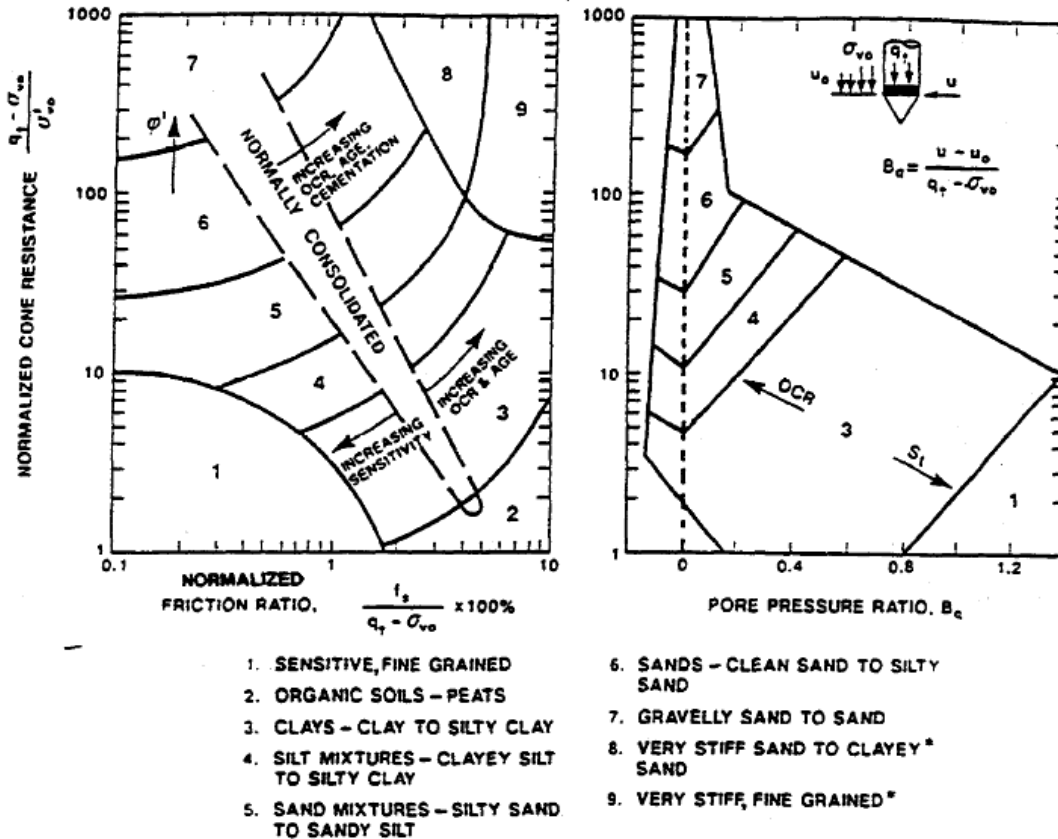


Figura 15. Tablas de clasificación de suelo utilizando el ensayo CPTu normalizadas.  
 Fuente: (Robertson 1990)

Para simplificar la aplicación de las tablas de clasificación de suelo de la figura 33, los parámetros normalizados  $Q_t$  y  $F_r$  pueden ser combinados en el índice de comportamiento del tipo de suelo,  $I_c$ , en donde  $I_c$  es el radio concéntrico que representa límites entre las diferentes zonas de la tabla (Robertson 2009), este término puede definirse como:

$$I_c = ((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5} \quad (11)$$

$Q_t$  = resistencia del cono normalizada. Ver ecuación 7.  
 $F_r$  = la relación de fricción normalizada. Ver ecuación 8.

Los perfiles de  $I_c$  dan una guía simple para la continua variación del comportamiento según el tipo de suelo presente en el terreno basado en los resultados del ensayo de piezocono. Este índice no aplica para las zonas 1, 8 y 9.

### 3.5.3 Cálculo de parámetros geotécnicos del suelo y correlaciones

#### 3.5.3.1 Resistencia al corte no drenada $C_u$

No es posible hallar un solo valor de la resistencia al corte no drenada, ya que ésta depende de la dirección que se aplique la carga, de la anisotropía del suelo, de la velocidad de aplicación de la carga y de la historia de esfuerzos del suelo (Mayne 2001). Por estas razones, el valor adoptado de  $C_u$  para realizar un análisis dependerá del problema que se quiera resolver.

Como la anisotropía y la velocidad de deformación del suelo influyen todo ensayo en terreno, su interpretación necesariamente requerirá de un factor empírico para contrarrestar estos efectos. Muchas teorías indican que la relación entre la resistencia del cono y  $C_u$  es de la forma:

$$C_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (12)$$

Donde  $N_{kt}$  es una constante que normalmente varía entre 10 y 20, con 15 como promedio.  $N_{kt}$  tiende a aumentar con la plasticidad del suelo y a decrecer con la sensibilidad de éste. Para la selección del valor  $N_{kt}$  lo mejor es confiar en la experiencia que se tenga de ese tipo de depósitos. En caso de que se tenga escasa experiencia es mejor hacer un análisis conservador en donde se escogerán valores cercanos al límite superior de 20.

En arcillas demasiado blandas, donde puede haber dudas de la precisión de  $q_t$ , lo mejor es hacer el análisis de  $C_u$  mediante el exceso de presión de poros ( $\Delta u$ ) usando la siguiente ecuación:

$$C_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (13)$$

En donde  $N_{\Delta u}$  varía entre 4 y 10. Para análisis conservadores al igual que en el anterior caso se recomienda tomar valores cercanos al límite superior de 10.

Considerando la mecánica de suelos de estado crítico, la resistencia al corte no drenado se puede expresar como (Wroth 1984):

$$C_u / \sigma'_{vo} = \frac{1}{2} \text{sen } \phi' RSC^{\Lambda} \quad (14)$$

En donde:

$\Lambda$ = potencial plástico de deformación volumétrica. Para arcillas de baja a media sensibilidad,  $0.7 \leq \Lambda \leq 0.8$ , mientras que arcillas estructuradas  $0.9 \leq \Lambda \leq 1.0$

### 3.5.3.2 Historia de esfuerzos – relación de sobre consolidación RSC

La relación de sobre consolidación (RSC) es definida como la relación del máximo esfuerzo efectivo de consolidación y la sobrecarga de esfuerzos efectivos actual:

$$RSC = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \quad (15)$$

Para la sobre consolidación mecánica de suelos, en los cuales el único cambio ha sido quitarles esfuerzo de sobrecarga la ecuación 15, es apropiada (Chen y Mayne 1996). Sin embargo, en suelos cementados y/o envejecidos, la relación de sobre consolidación puede presentar una relación entre el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo efectivo presente en la actualidad. El esfuerzo de fluencia dependerá de la dirección y del tipo de carga (Mayne, Robertson y Lunne 1998).

Para arcillas sobre consolidadas:

$$(C_u/\sigma'_{vo})_{SC} = (C_u/\sigma'_{vo})_{NC}(RSC)^{0.8} \quad (16)$$

Basado en esto (Robertson 2009) sugirió:

$$RSC = 0.25(Q_t)^{1.25} \quad (17)$$

En donde:

$Q_t$  =Resistencia del cono normalizada

Antes de esto ya se había sugerido un método más simple por (Kulhawy y Mayne 1990):

$$RSC = k \left( \frac{q_t - \sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) = k * Q_t \quad (18)$$

$$O \quad \sigma'_p = k(q_t - \sigma'_{vo}) \quad (19)$$

El valor k varía entre 0.2 y 0.5, valores altos de k se recomiendan para arcillas envejecidas las cuales fueron altamente sobre consolidadas. Si se tiene experiencia en el depósito que se está analizando, se puede usar para ajustar el valor de k y tener una RSC más confiable. El método de (Kulhawy y Mayne 1990) es válido para valores de  $Q_t < 20$ .

### 3.5.3.3 Ángulo de fricción

Robertson y Campanella sugirieron una correlación para estimar el ángulo de fricción máximo del suelo para arenas a base de cuarzo, no cementadas, moderadamente compresibles y sin envejecer (Robertson y Campanella 1983). Esto con base en calibraciones con resultados de ensayos en cámara triaxial y lo observado en terreno, es decir correlaciones empíricas.

$$\tan \varphi' = \frac{1}{2.68} \left[ \log \left( \frac{q_c}{\sigma_{vo}} \right) + 0.29 \right] \quad (20)$$

(Kulhaw y Mayne 1990) Sugirieron una relación alternativa para arenas redondeadas, limpias a base de cuarzo, esta se ve en la ecuación (21).

$$\varphi' = 17.6 + 11 \log(Q_{tn}) \quad (21)$$

Para suelos granulares finos la mejor manera de definir el ángulo de fricción interno efectivo es por medio de ensayos triaxiales de consolidación. Asumir un ángulo de 28° para arcillas y de 32° para limos es suficiente en pequeños proyectos. Por otra parte, otros teóricos propusieron una solución por el límite de esfuerzo, efectivo por plasticidad para ensayos de penetración de cono para suelos no drenados (Senneset, Snadven y Janbu 1989). Esto permite una evaluación aproximada de los parámetros de esfuerzo efectivo ( $c'$  y  $\varphi'$ ) utilizando las mediciones del ensayo de piezocono. En una aproximación para arcillas y limos desde normalmente consolidados a ligeramente sobreconsolidados ( $c' = 0$ ), esta solución puede ser utilizada cuando los parámetros están en los siguientes rangos;  $20^\circ < \varphi' < 45^\circ$  y  $0.1 \leq B_q \leq 1$  (Mayne 2006)

$$\varphi' = 29.5^\circ * B_q^{0.121} [0.256 + 0.336 * B_q + \log Q_t] \quad (22)$$

Para suelos altamente sobreconsolidados, materiales fisurados y arcillas altamente cementadas, la ecuación (22) no dará resultados confiables y se deberán verificar con ensayos de laboratorio.

#### 3.5.3.4 Velocidad de onda de corte

La velocidad de onda de corte es sensible a la edad de los depósitos de suelo y a la cementación. Los depósitos más antiguos del mismo tipo de suelo poseen una velocidad de onda de corta más grande que los depósitos más jóvenes. Este parámetro puede ser correlacionado con algunos de los datos del ensayo de piezocono, una manera de calcularlo es en función del tipo de suelo y del SBT Ic como se muestra en la ecuación (23).

$$V_s = [\alpha_{vs}(q_t - \sigma_v)/p_a]^{0.5} \quad (23)$$

$$\text{En donde } \alpha_{vs} = 10^{(0.55I_c + 1.68)} \quad (24)$$

Otra de las maneras de calcular la velocidad de ondas de corte es por medio de la ecuación (25) propuesta por (Mayne 2006)

$$V_s = 118.8 * \log f_s + 18.5 \quad (25)$$

### 3.5.3.5 Correlación ensayo SPT y CPTu

Existe una necesidad para tener correlaciones confiables de ensayos de SPT con ensayos de CPTu, esto con el fin de que los ensayos de piezocono puedan servir también en los diseños a base de resultados SPT que han desarrollado a través de la experiencia y son muy usados todavía. Se han realizado muchos estudios a través de los años para poder hacer las correlaciones entre estos dos ensayos. (Robertson y Campanella 1983) Revisó estas correlaciones y presentó una nueva relación entre  $(q_c/p_a)/N_{60}$  y el tamaño de grano  $D_{50}$ . En la figura 34 se puede apreciar esta relación.

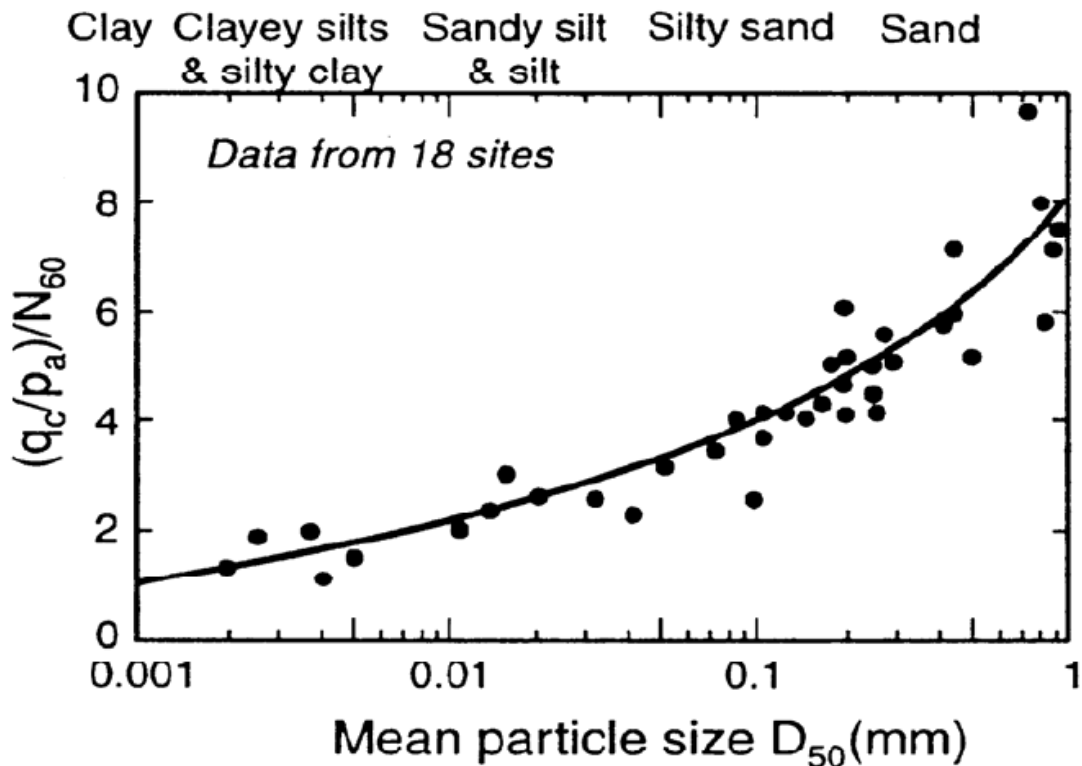


Figura 34 Correlaciones SPT-CPT a través del tamaño de grano.  
Fuente: (Robertson y Campanella, Interpretation of cone penetration tests 1983)

Esta correlación requiere información acerca del tamaño de grano en los distintos estratos de suelo. El tamaño de grano puede determinarse directamente utilizando los resultados del piezocono utilizando las tablas de clasificación del suelo por su comportamiento SBT. En estas tablas se puede observar una tendencia a aumentar la relación de fricción al incrementarse el contenido de finos y disminuir el tamaño de grano. Basado en esto (Robertson, Campanella y Gillespie 1986) sugirió una relación de  $(q_c/p_a)/N_{60}$  para cada tipo de suelo usando la tabla SBT no normalizado. En la tabla 3 se puede observar esta relación.

*Tabla 3. Relaciones de  $(q_c/p_a)/N_{60}$*

ZONE	SOIL BEHAVOIUR TYPE	$(q_c/p_a)/N_{60}$
1	<i>Sensitive fine grained</i>	2.0
2	<i>Organic soils-clay</i>	1.0
3	<i>Clays: clay to silty clay</i>	1.5
4	<i>Silt mixtures: clayey silt &amp; silty clay</i>	2.0
5	<i>Sand mixtures: silty sand to sandy silty</i>	3.0
6	<i>Sands: clean sands to silty sands</i>	5.0
7	<i>Dense sand to gravelly sand</i>	6.0
8	<i>Very stiff sand to clayey sand</i>	5.0
9	<i>Very stiff fine-grained</i>	1.0

*Fuente: (Robertson, Campanella y Gillespie 1986)*

Una de las desventajas de esta aproximación es que la conversión puede llegar a ser discontinua. Los datos de piezocono pueden así predecir cambios discontinuos en la predicción de valores de SPT  $N_{60}$ .

Existen otras aproximaciones para relacionar estos dos ensayos. (Jefferies y Davies 1993) Sugieren la aplicación del índice de comportamiento del tipo de suelo,  $I_c$ , para hacer la correlación entre SPT y el piezocono (ecuación (26)). Esta aproximación según los autores puede estimar mejor el valor  $N_{60}$  que un ensayo de SPT, debido a la poca repetitividad en este tipo de ensayos y a los errores que se puede llegar a cometer cuando se realiza. Esta ecuación sólo es válida para  $I_c < 4.06$ .

$$\frac{(q_t/p_a)}{N_{60}} = 8.5 \left( 1 - \frac{I_c}{4.6} \right) \quad (26)$$

### 3.5.3.6 Ensayo disipación de presión de poros

El ensayo de disipación de presión de poros consiste en hacer que el exceso de presión de poros inducida por la penetración ( $\Delta u$ ) se disipe con el tiempo. En arenas limpias se disipara inmediatamente, mientras que en materiales más finos como arcillas se requerirá de más tiempo para que se disipe la presión de poros inducida por la penetración hasta un punto ( $u_0$ ) que es la presión hidrostática.

La presión de poros registrada entonces será:

$$u_m = u_0 + \Delta u \quad (27)$$

En donde:

$u_m$  = Presión de poros registrada

$u_0$  = Presión de poros hidrostática

$\Delta u$  = Exceso de presión de poros inducida por la penetración

Cuando se detiene la penetración se puede medir el tiempo en que se reduce la presión de poros inducida por la penetración, como en arcillas el tiempo para que esto suceda puede llegar a ser muy largo se utiliza para los cálculos de coeficiente de consolidación y conductividad hidráulica, el tiempo en el que la presión de poros inducida se reduce al 50%.



## 4 RESULTADOS

Para el análisis de resultados se utilizó el software CPeT-IT v.1.6.5.31, desarrollado por *Geologismiki geotechnical software* con la ayuda de Gregg Drilling and Testing Inc. y del profesor Peter Robertson. Este software ayudó en la realización de algunas de las graficas y resultados. Adicionalmente se utilizaron las ecuaciones descritas en la sección 3 del presente trabajo para confirmar los resultados y corregirlos o recalcularlos según fuera necesario.

Adicionalmente se utiliza el programa PClass – CPT desarrollado por Louisiana State University versión 3.0, esto con el fin de hallar por medio de probabilidad el porcentaje de arena, arcilla y limo del material (Zhang y Tumay 1999), este programa recibe como datos de entrada solamente la resistencia por punta y por fricción.

En la figura 35 se puede apreciar los resultados del ensayo de piezocono desde una profundidad de cero hasta 16.68 metros ya graficados<sup>1</sup>.

---

<sup>1</sup> Las tablas de resultados debido a su extensión no se presentaron en este trabajo, se entregaran por medio de anexos digitales.

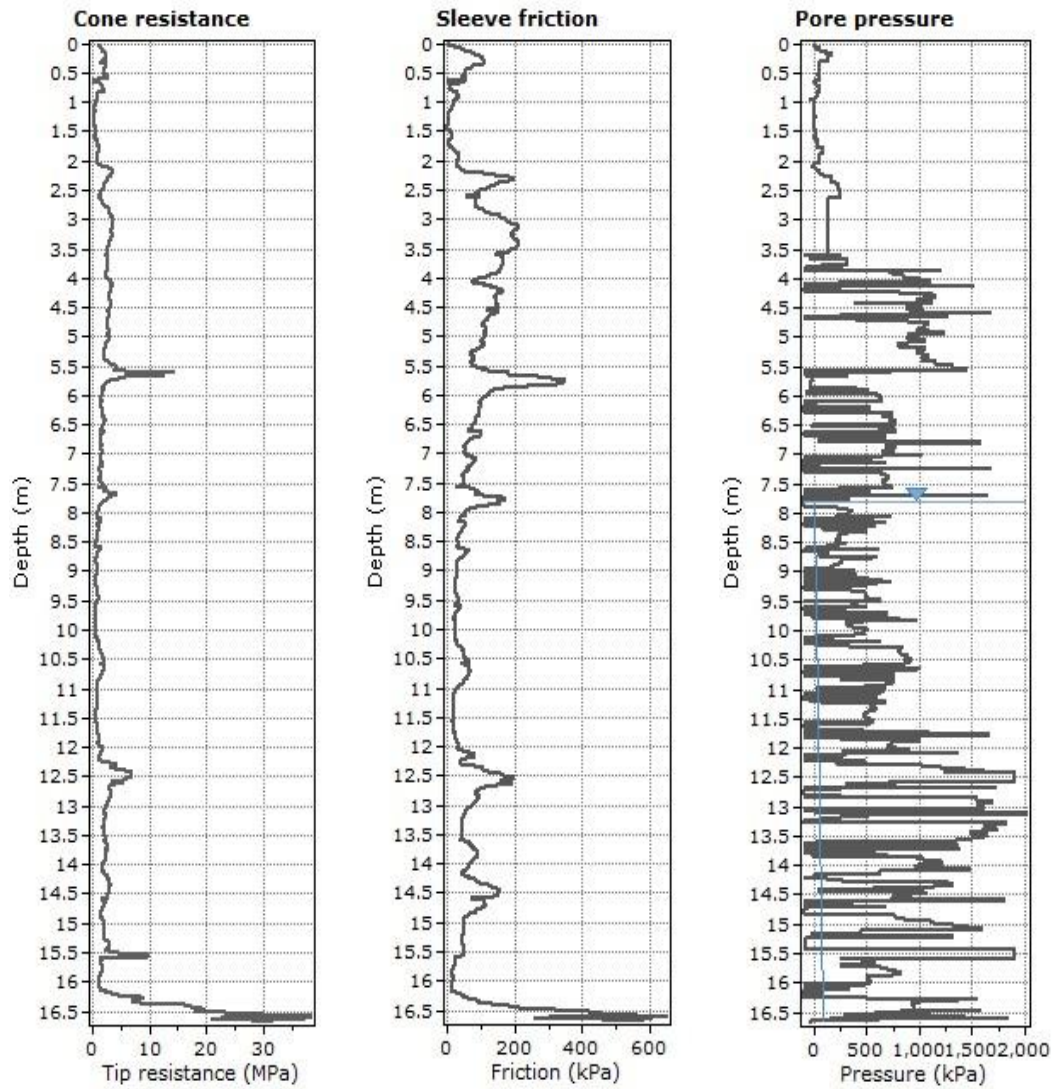


Figura 16. Resultados del ensayo de piezocono, resistencia por punta, resistencia a la fricción y presión de poros inducida por la penetración.

## 4.1 Clasificación del tipo de suelo

### 4.1.1 Análisis no normalizados

Teniendo los resultados del ensayo de piezocono, se procede a utilizar los gráficos de la figura 32 para hacer la clasificación del suelo a través del SBT sin normalizar los datos. En la figura 36 se puede observar cómo fue la distribución de los diferentes puntos. En la

figura 37 se muestra gráficamente cuál fue la clasificación de los distintos estratos de suelo en profundidad según estos gráficos.

Con los datos que se tienen y con SBT ya hallados se procede a calcular el índice de comportamiento del tipo de suelo,  $I_c$ , de la ecuación (11) para un análisis no normalizado. Los resultados se muestran de manera grafica en la figura 38.

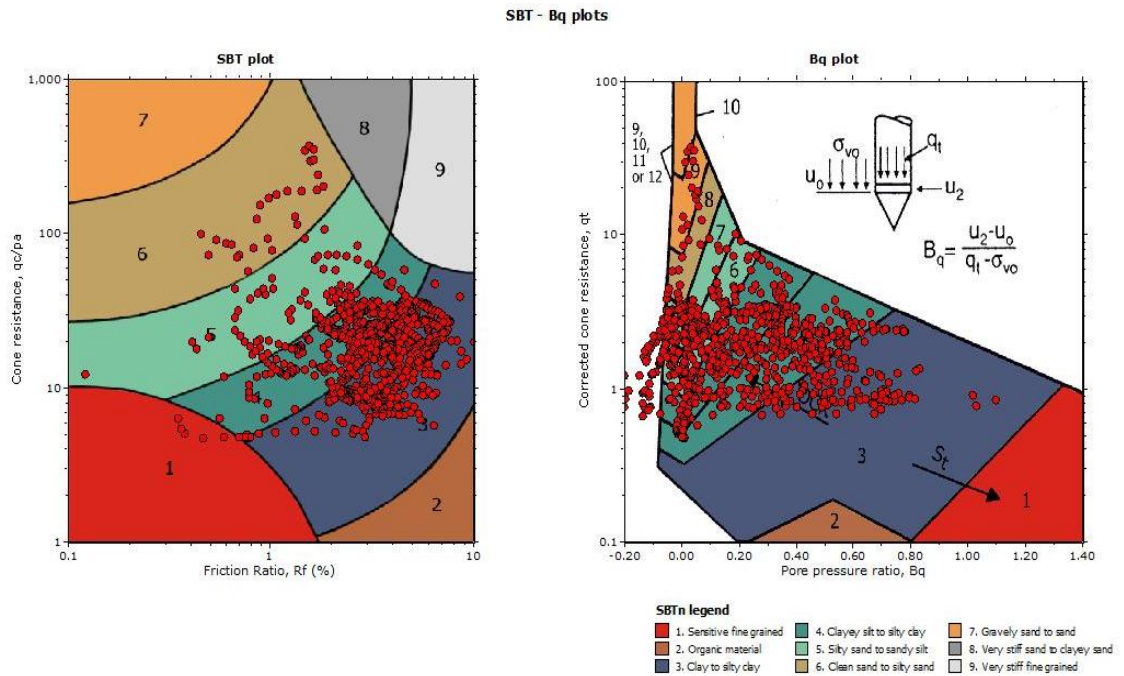


Figura 3617. SBT no normalizado.

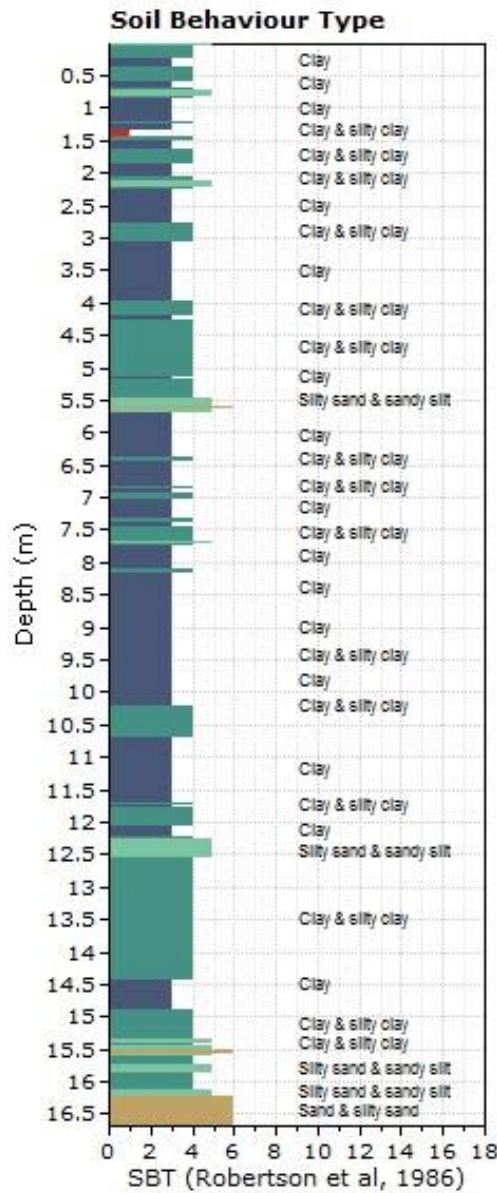


Figura 18. SBT no normalizado.

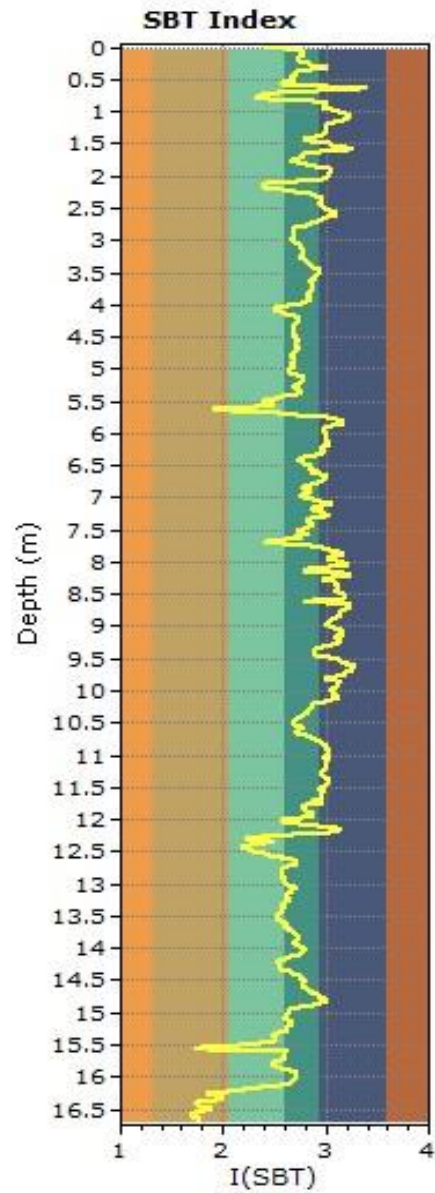


Figura 19. Índice de comportamiento en profundidad del tipo de suelo,  $I_c$

#### 4.1.2 Análisis normalizado

Teniendo los resultados del ensayo de piezocono se procede a utilizar los gráficos de la figura 33 para hacer la clasificación del suelo a través del SBT con los datos normalizados. En la figura 39 se puede observar los datos del ensayo de piezocono normalizados a través de las ecuaciones (7), (8) y (9). En la figura 40 se muestra cómo fue la distribución de los

diferentes puntos. En la figura 41 se pueden ver gráficamente cuál fue la clasificación de los distintos estratos de suelo en profundidad según estos gráficos.

Con los datos que se tienen y con SBT normalizados ya hallados se procede a calcular el índice de comportamiento del tipo de suelo,  $I_c$ , de la ecuación (11). Los resultados se muestran de manera gráfica en la figura 42.

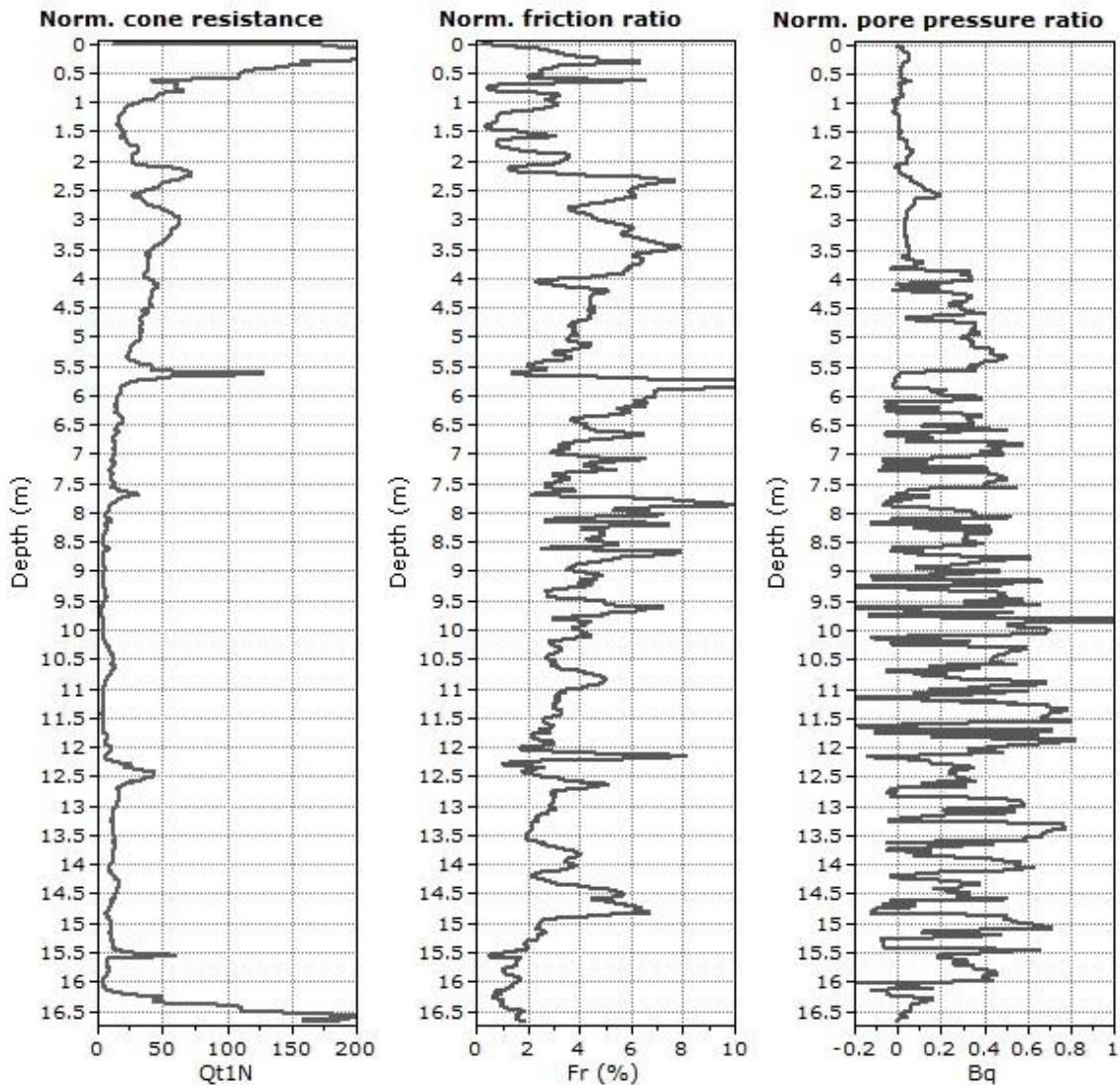


Figura 39 Resultados del ensayo de piezocono normalizados, resistencia por punta normalizada, resistencia a la fricción normalizada y presión de poros inducida por la penetración normalizada.

SBT - Bq plots (normalized)

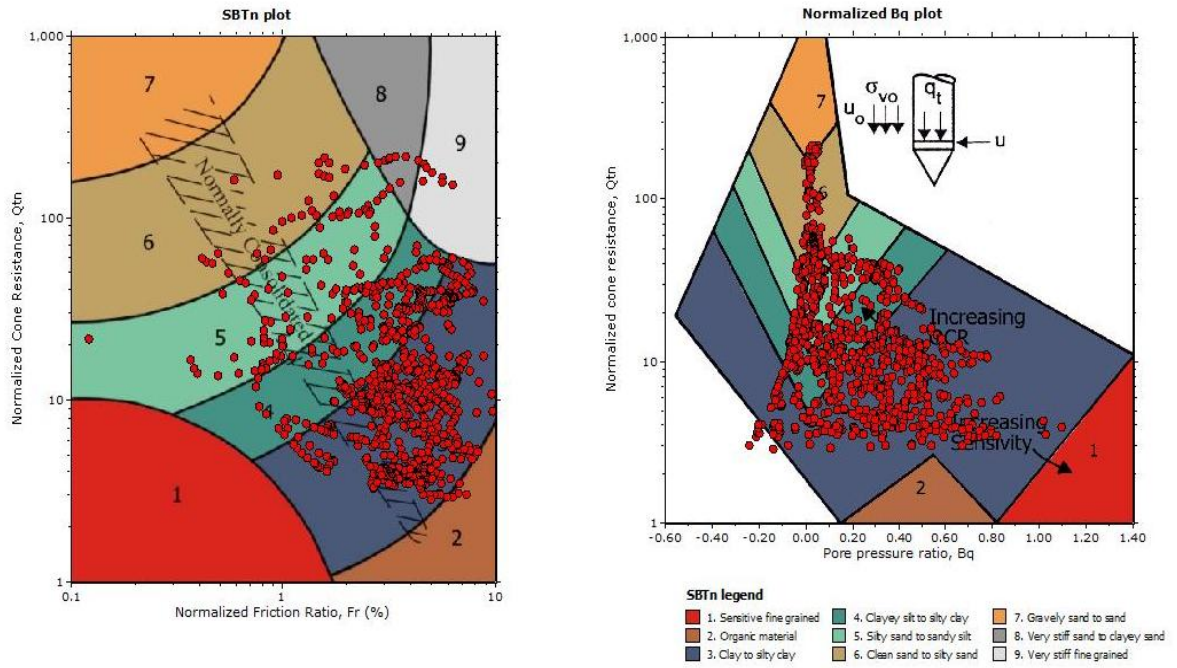


Figura 40. SBT con los datos normalizados.

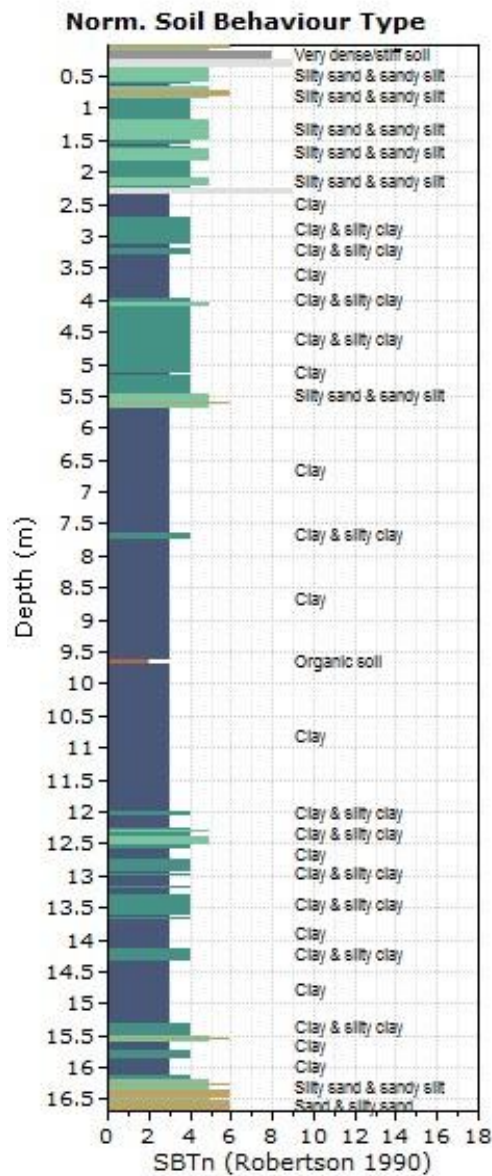


Figura 41 SBT normalizado.

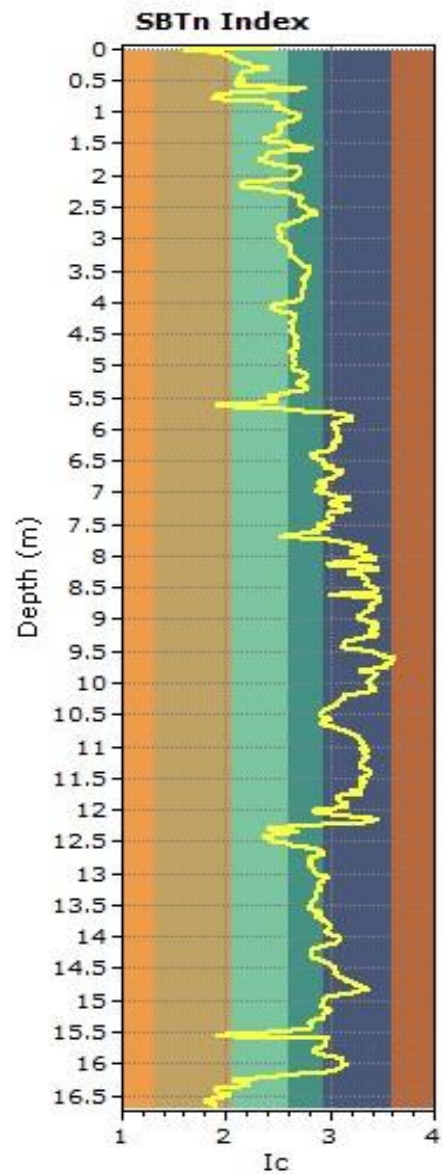


Figura 42. Índice de comportamiento en profundidad del tipo de suelo,  $I_c$ , normalizado

#### 4.2 Resistencia al corte no drenada $C_u$

Por medio de las ecuaciones en la sección 3.5.3.1 se calcula la resistencia no drenada en suelos que en las tablas de SBT clasificaron como arcillas. En la figura 43 se puede apreciar estos resultados de manera gráfica. Los resultados están en kiloPascales. Se realizan los cálculos a partir de dos métodos, para el método de (Wroth 1984) se utiliza la RSC hallada con la ecuación de (Robertson 2009).

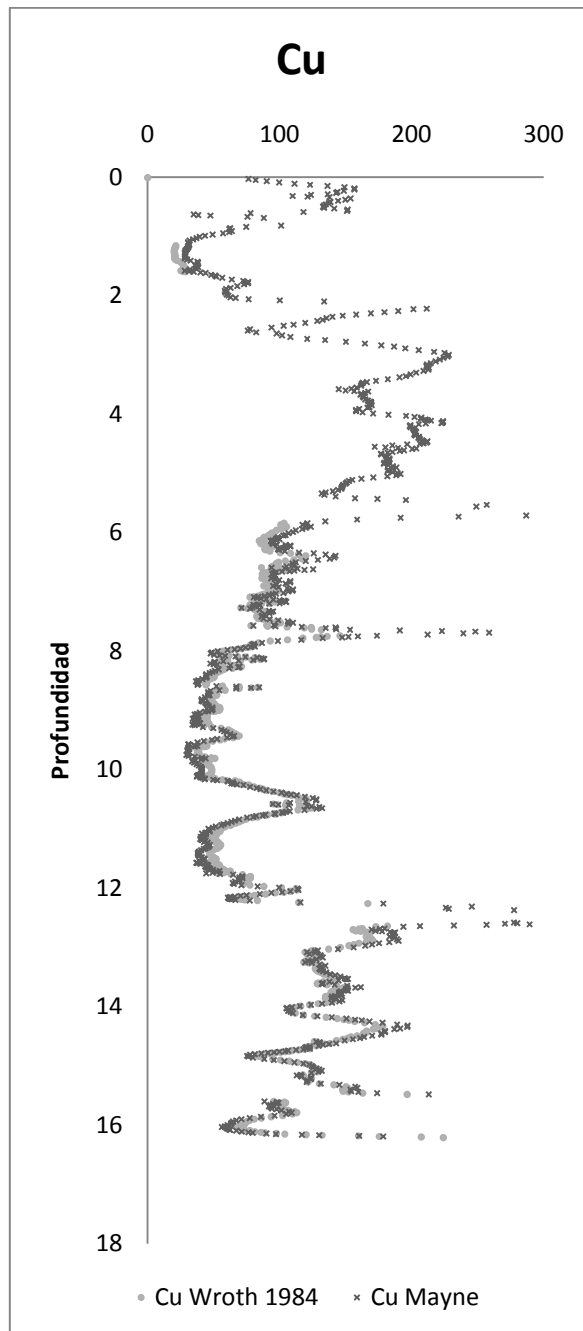


Figura 20. Resistencia al corte no drenado.

### 4.3 Angulo de fricción

Por medio de las ecuaciones en la sección 3.5.3.3 se calcula el ángulo de fricción. En la figura 41 se puede apreciar estos resultados de manera grafica.



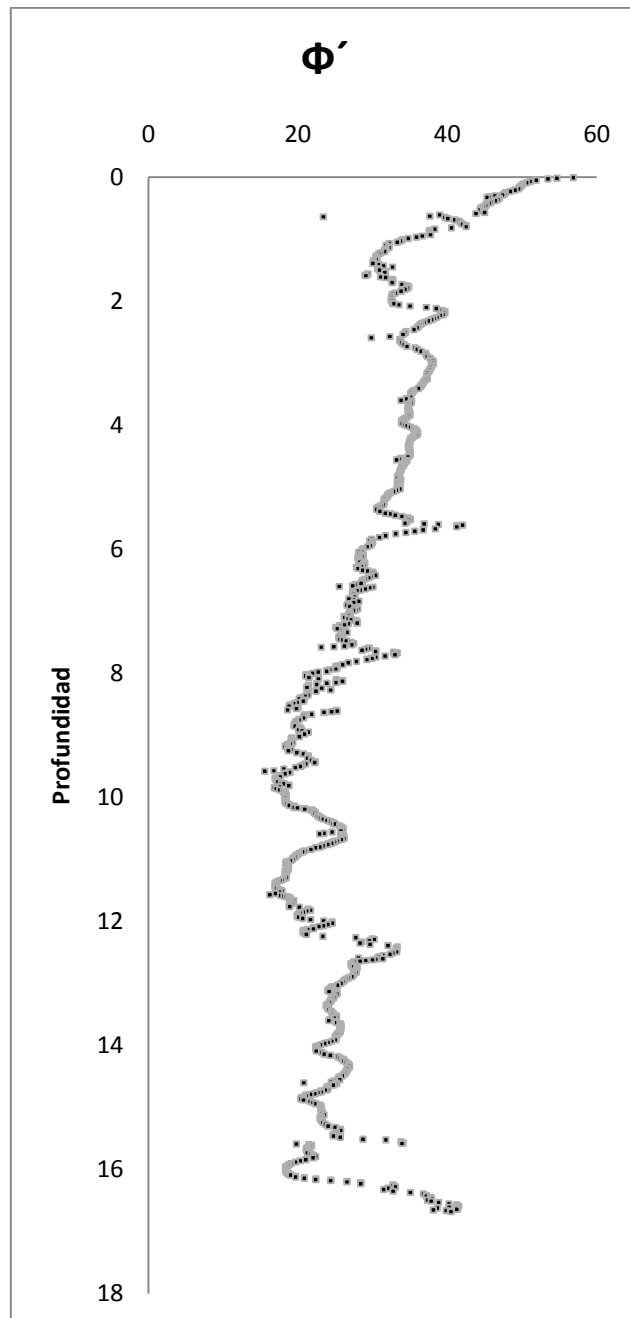


Figura 21. Angulo de fricción.

#### 4.4 Historia de esfuerzos – relación de sobreconsolidación $r_{sc}$

La relación de sobre consolidación se calcula de dos maneras según las ecuaciones en la sección 3.5.3.2: o por la ecuación propuesta por (P. Robertson 2009) y por la propuesta por

(Kulhawy y Mayne 1990). En la figura 45 se pueden apreciar los resultados de manera grafica.

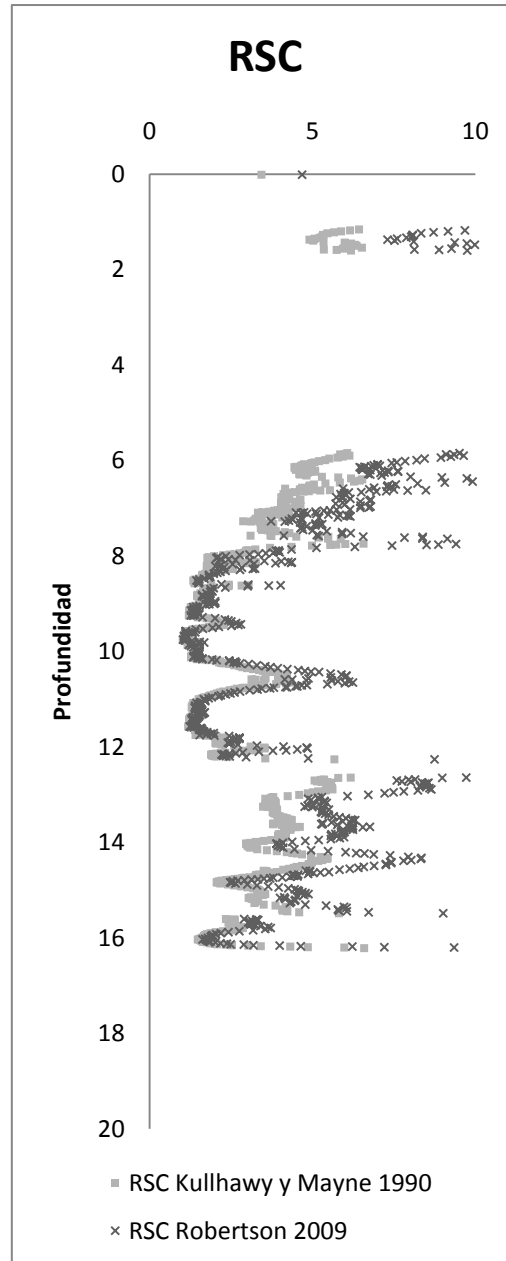


Figura 22. Relación de sobreconsolidación.

#### 4.5 Velocidad de onda de corte

La velocidad de onda de corte se calcula con las ecuaciones de la sección 3.5.3.4. De manera grafica se pueden observar estos resultados en la figura 46.

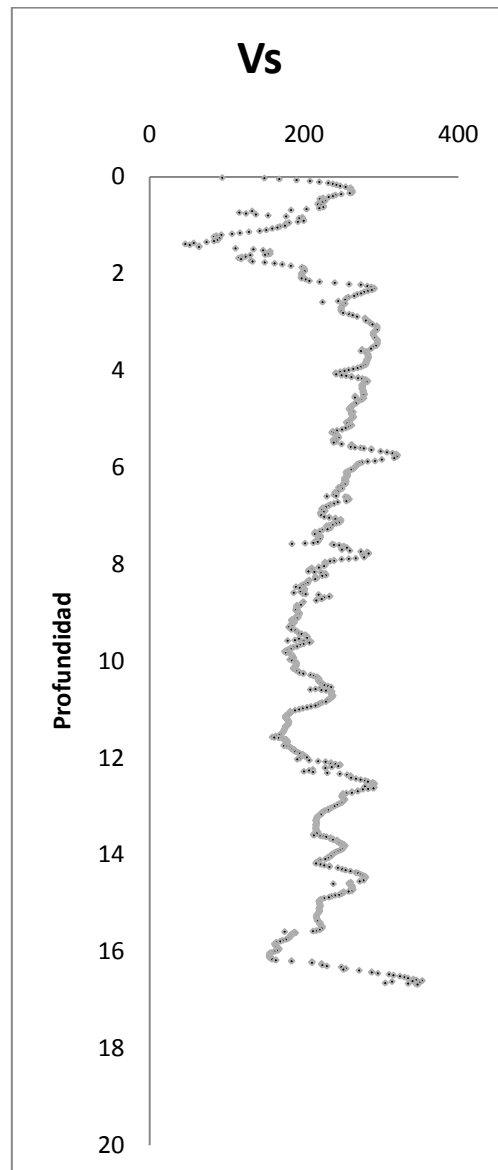


Figura 23. Velocidad de onda de corte.

#### 4.6 Correlación ensayo SPT y CPTu

Se realiza las correlaciones para hallar el valor de  $N_{60}$  del ensayo SPT a través de los resultados del ensayo de piezocono. Éstos pueden verse de forma grafica en la figura 47.

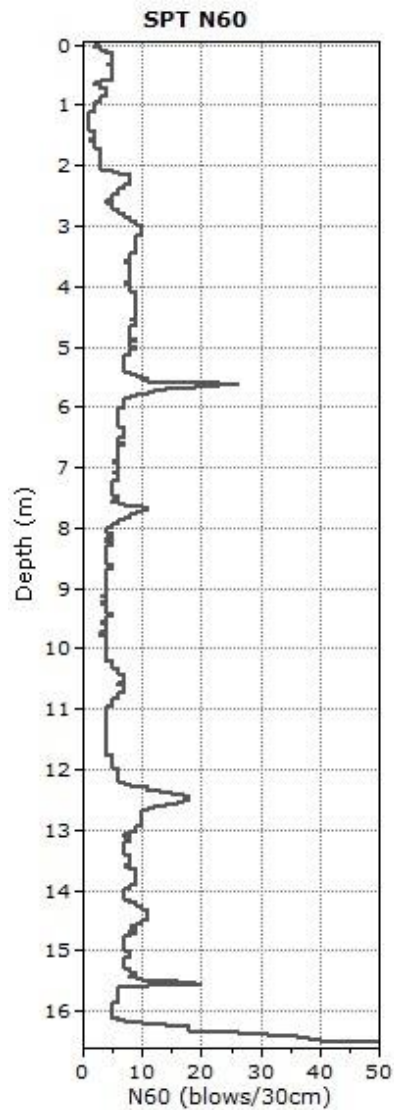


Figura 24. Valor de  $N_{60}$  hallado a través del ensayo de piezocono.

Los resultados de la figura anterior correspondientes al valor  $N_{60}$  calculado a partir del ensayo de piezocono; se comparan con los resultados del ensayo SPT realizado por (Restrepo 2010). En la figura 48 se puede ver en forma gráfica esta comparación. Los puntos grises oscuros representan los valores del ensayo SPT y los puntos grises claros que se ven continuos representan los calculados a través del ensayo de piezocono.

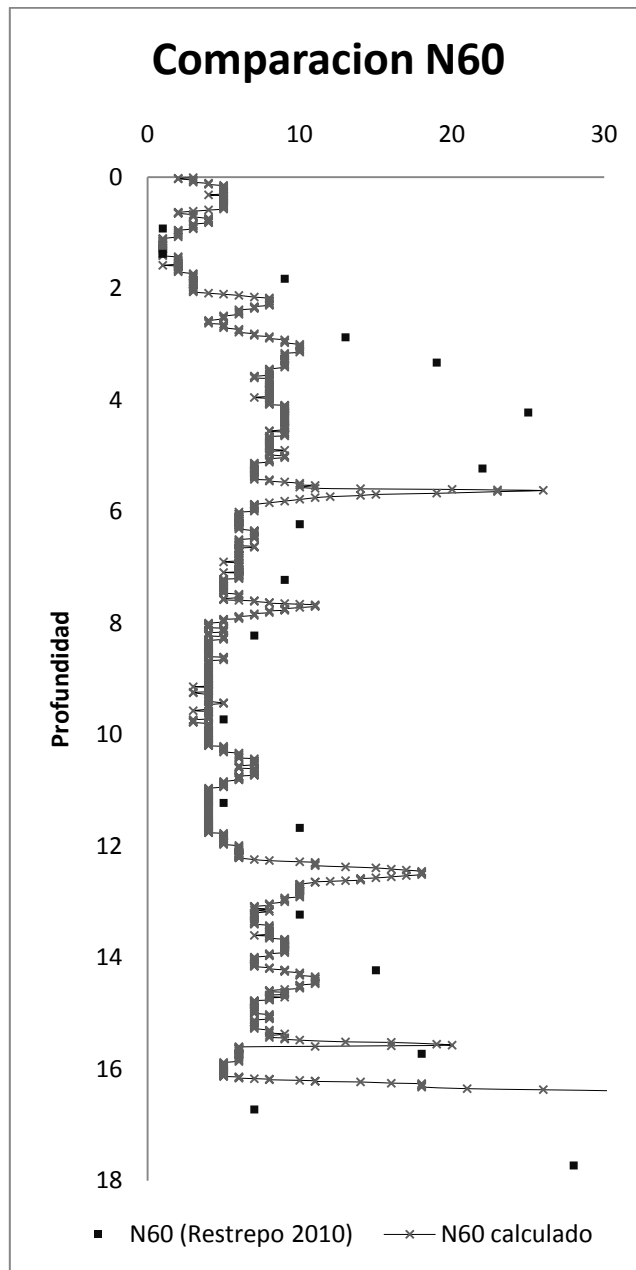


Figura 25. Comparación  $N_{60}$  calculado del ensayo de CPTu y del SPT.

#### 4.7 Porcentaje de cada tipo de material a lo largo del estrato

En la figura 49 se puede apreciar los resultados del programa PClass – CPT en donde se ve como es la distribución probabilística de arena, arcilla y limo a lo largo de todo el perfil.

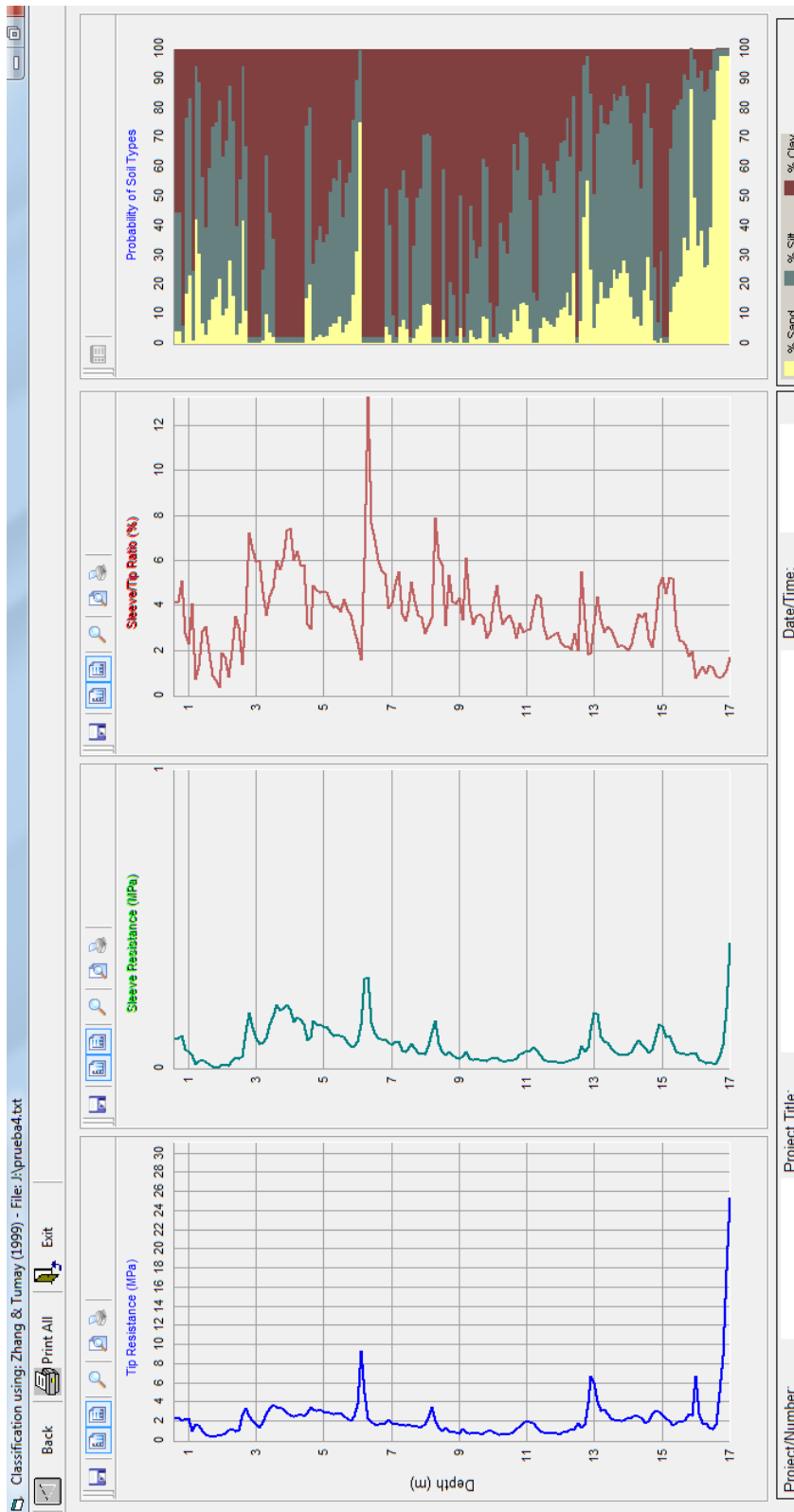


Figura 49. Porcentaje de tipo de material PClass-CPT

## 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 5.1 Perfil estratigráfico del suelo

Como se pudo apreciar en la sección anterior, la clasificación de todo el perfil del suelo se realiza por medio de los gráficos de Robertson, tanto de los datos normales como los datos normalizados, para la corrección a causa de los esfuerzos efectivos que se presentan con la profundidad. Esta es una clasificación según el tipo de comportamiento mecánico que presenta el suelo.

En la clasificación de los datos sin normalizar, se puede ver cómo los primeros estratos se clasifican como arcillas, con intercalación de arcillas limosas y aproximadamente a los 6m de profundidad, se presenta una capa delgada del material que, aparentemente por su comportamiento, se trata de arena. A profundidades mayores se presenta una tendencia de aparecer materiales de comportamiento de arcilla y arcillas limosas. A los 12m aproximadamente, se encuentran materiales que, debido al aumento de la resistencia, se asumen como arenas limosas, dando pie a una intercalación de materiales arcillosos limosos, con arenas hasta la profundidad final del ensayo. En ésta, sólo se encuentran arenas de mucha dureza, las cuales, como ya se había mencionado, no permitieron que el ensayo continuara a más de 16.68m.

La clasificación de los datos normalizados da como perfil estratigráfico, al principio, suelos que se comportan como arenas en los primeros 2 metros. En adelante, se empieza a predecir que los suelos son arcillas limosas hasta que, al igual que la clasificación sin normalizar, se muestra un estrato de arena casi a los 6 metros de profundidad. A continuación, el comportamiento es de suelo tipo arcilla, hasta a la profundidad final del ensayo, en el cual se presenta el comportamiento del suelo tipo arena muy dura que impide se pueda continuar.

Esta normalización de los datos se realiza debido al efecto de los esfuerzos efectivos presentes en el suelo a profundidad. Como ya se explicó, los datos no normalizados predicen correctamente el comportamiento del suelo siempre y cuando no estén sobreconsolidados, y a profundidades menores de 20 metros. Para los demás, los datos normalizados dan mejores resultado. Este efecto de la normalización de datos se puede apreciar mejor si se compara el índice de comportamiento del suelo. Al comparar las gráficas normalizadas y no normalizadas del índice de comportamiento del suelo, se puede observar cómo las dos tienen un punto en común, a saber, el estrato de arena a casi 6 metros de profundidad. La normalización lo que hizo a los datos fue aumentar su  $I_c$  en los datos

que se encuentran hacia la superficie y disminuir el  $I_c$  a los datos a mayor profundidad. Esto se evidencia en las tablas de clasificación de Robertson (según las zonas la clasificación va de 1 a 8) que muestra que al darles mayor número a los datos que se encuentran hacia la superficie, y darle menos número a los que se encuentran hacia la profundidad, cambia el comportamiento en los primeros metros que era de arcillas y limos que no presentan mucha resistencia (según datos sin normalizar) a comportamiento, como si fuera de arena con mucha más resistencia. En los datos a profundidad se ve cómo en los datos normalizados se bajó en la clasificación muchos datos de arenas limosas y arcillas limosas a una clasificación de arcillas.

Retomando las premisas desarrolladas en la teoría, se puede ver en estos cambios el por qué la normalización no sirve para los datos en superficie. El esfuerzo efectivo no la afecta significativamente y los datos no normalizados predicen mejor el comportamiento. La normalización de datos empieza a ser efectiva en cuanto se cambia la tendencia de hacer que el  $I_c$  disminuya. Para este caso en particular a profundidades después del estrato de arena que se encuentra casi a 6 metros de profundidad.

Al comparar estos resultados, con los resultados que se obtuvieron anteriormente en el sitio (Restrepo 2010), en donde sí se extrajeron muestras para su clasificación, se ve cómo en la primera parte el CPTU no predice la primera capa de limos orgánicos, predice más bien un comportamiento tipo arcilla según los datos no normalizados. Después de ese estrato se ve cómo siguen capas de arcillas con trazas de limo y poca arena. El CPTU muestra comportamiento de tipo arcilla y arcillo limosos lo cual está de acuerdo a las muestras extraídas. A profundidad, las muestras indicaron que eran arcillas con trazas de arena que también corresponden de buena manera a lo presentado en el ensayo de piezocono que indica que es un comportamiento arcillas limosas y limos arenosos.

Las diferencias más grandes se encuentran en que el piezocono halló un estrato de arena a aproximadamente 6 metros de profundidad, y al decir que el estrato de arena final donde no se pudo continuar el ensayo, estaba 1 metro más hacia la superficie de lo que se vio cuando se extrajeron muestras. Como se indica el ensayo de piezocono este no da una clasificación ni visual ni por granulometría como la tenían anteriormente, sino que ofrece una clasificación continua de todo el perfil de suelo según el comportamiento mecánico que presentó. Así que a pesar de que no describe exactamente el material, sí da una mejor idea de cómo es el comportamiento del material en sitio, por ser un método continuo es exacto de donde están cada uno de los materiales en sus diferentes capas y en detectar la mínima variación en el comportamiento de los materiales.



## **5.2 Resistencia al corte no drenado**

La resistencia al corte no drenado fue calculada mediante dos métodos. En uno se utilizaba el valor de la resistencia por punta, el esfuerzo y un valor  $N_{kt}$  variable ( para los cálculos se tomo un valor constante, promedio de 15). En el otro método se utilizaba la relación de sobreconsolidación y el ángulo de fricción interna hallado; las zonas en donde no se muestra un valor de  $C_u$  calculado son aquellas donde no se pudo calcular el ángulo de fricción o la relación de sobreconsolidación debido a las características de los materiales. Los dos métodos en general dan unas aproximaciones muy similares en la mayoría de las zonas a pesar de ser dos métodos de cálculo distintos, se ve así que los dos convergen hacia los mismos valores. La resistencia al corte no drenada muestra los rangos donde se mueve están en todo su perfil, y aunque en algunos sitios muestren picos que aumentan el valor, se puede ver que es un valor aceptable dentro del rango de lo que se esperaría tener para este tipo de materiales.

## **5.3 Ángulo de fricción interna del suelo**

El ángulo de fricción interna calculado como lo indica la teoría (Robertson y Cabal 2010) no es una de las mejores aproximaciones que se puede hacer a partir del ensayo de CPTU. El ángulo a lo largo de toda la profundidad es muy variable, al principio comienza siendo muy alto, y baja siguiendo una misma tendencia en suelos del mismo tipo. En la primera parte se calculan valores muy altos, puesto que el ángulo de fricción calculado es el movilizado y se mide la pendiente en la primera parte donde la pendiente es alta. En las zonas donde el comportamiento es de arcilla se presentan valores bajos en algunos puntos donde también puede haber un cálculo conservador para hallar estos resultados. Sin embargo, a lo largo de todo el perfil se ve un comportamiento que en la mayoría varía entre  $20^\circ$  y  $35^\circ$  lo cual está de acuerdo con los valores esperados para este tipo de suelos.

## **5.4 Historia de esfuerzos – relación de sobreconsolidación $r_{sc}$**

La relación de sobreconsolidación se calcula de dos formas. La primera propuesta por (Kulhawy y Mayne 1990) utiliza el valor  $Q_t$  calculado y lo multiplica por un valor  $k$  que es variable entre 0.2 y 0.5 según la experiencia de la persona que realice el ensayo y haga el análisis. El segundo método es el de (P. Robertson 2009) que utiliza este mismo valor  $Q_t$  y lo eleva por un valor de 1.25 y después lo multiplica por un valor de 0.25. Dado que los dos métodos utilizan el valor  $Q_t$ , se puede apreciar que es similar la forma de las graficas donde se ven los resultados; la diferencia radica en que un método da valores más altos que el otro, sin embargo ésta no es Significativa y al variar el valor de  $k$  se puede prácticamente converger los resultados al mismo punto según se quiera, el rango donde se encuentran los

valores es el rango esperado para este tipo de suelos. Las zonas en donde no se tienen valores calculados se deben a las zonas donde los valores de  $Q_t$  muy altos no lo permiten así como valores de  $B_q$  los cuales no están dentro del rango que permite realizar cálculos acertados.

### **5.5 Velocidad de onda de corte**

La velocidad de onda de corte, calculada por medio de los datos del ensayo de piezocono muestra un perfil que varía entre 100 y 300 m/s en toda su profundidad, posee algunos picos que se deben a que se calcula en todos los puntos donde se tienen por material variable en los porcentajes de arena, limo y arcilla. En los puntos donde el valor se obtiene dicho resultado porque el comportamiento es predominante de arcillas y en los puntos altos se registran porcentajes altos dada la arena. Este cálculo muestra la similitud de los valores hallados por medio de línea ReMI y con el ensayo de *down hole*, si se tiene en cuenta que los datos de este último ensayo se hicieron con una tubería que no se adhirió bien al suelo a causa de la lechada. Sin embargo, se puede decir que las velocidades de onda de corte calculada con el ensayo de piezocono son muy buenos y dan una aproximación real a cómo se está comportando el terreno a lo largo de todo el perfil, es decir es lógico los resultados que se tienen con el ensayo de piezocono para ese tipo de materiales, y esto se ve reflejado tanto en los resultados previos de Down Hole como los resultados de velocidad de onda con línea ReMI.

### **5.6 Correlación de ensayo de SPT y CPTu (valor $N_{60}$ )**

Para los cálculos del valor de  $N_{60}$ , por medio de los resultados del ensayo de CPTU, se utiliza la ecuación de (Jefferies y Davies 1993) que muestra los resultados más adecuados en este sitio. Los valores calculados comparados con los valores hallados por medio del SPT dan valores muy similares, con excepción de una zona, donde el CPTU indica que se trata de un estrato de arena e indica valores de  $N_{60}$  altos; la clasificación del perfil de suelo que se tenía anteriormente no encuentra este estrato de arena a aproximadamente a los 6 metros de profundidad, lo que encuentra el SPT es un pico en el valor de  $N_{60}$  1 metro hacia la superficie. A excepción de este valor, los demás se encuentran en un rango muy similar, lo que indica un mismo comportamiento y que el valor calculado de  $N_{60}$  a través del CPTU es correcto, mas se debe tener en cuenta que el ensayo de SPT posee poca repetitividad y que cada vez que se haga va ha haber ligeras variaciones. Como los valores calculados con las ecuaciones planteadas es muy acertado, no se propone una nueva correlación ya que el valor donde se difiere, que es el estrato de arena, no se halló anteriormente y sería un error decir que ese estrato posee un valor de  $N_{60}$  como de una arcilla (es decir más bajo) si ya se vio que se trata de otro tipo de material. Así mismo subir el valor de  $N_{60}$  un metro antes

para lo que se halló que fue una arcilla tuviera un valor similar al de SPT también sería un error. Otra de las razones por las cuales se dan esas pequeñas variaciones en el valor de N60 es que los dos ensayos no se realizan en el mismo punto, se realizan a 2.5 metros de distancia uno del otro, y en ese espacio puede haber esas pequeñas variaciones en el terreno e incluso la variación de 1 metro del pico que da el valor N60 a aproximadamente 6 metros de profundidad.

### **5.7 Ensayos de laboratorio y porcentajes de material dentro del estrato**

El porcentaje de cada uno de los materiales hallado por medio del programa PClass-CPT muestra una distribución la cual es similar a la hallada por medio de los gráficos de Robertson, esto teniendo en cuenta que el programa da una distribución probabilística de cada tipo de material a lo largo del estrato y los gráficos un tipo de suelo sin dar un porcentaje de cada uno. En la distribución probabilística se ve que cuando se predecía por medio de los gráficos de Robertson un comportamiento de suelo ya sea arenoso o arcilloso es debido a que en ese punto la distribución predominante es del material al que se referían los gráficos, estos porcentajes se comparan con la distribución de % de finos hallado por medio de ensayos de laboratorio (Restrepo 2010) y se ve como el piezocono predice una distribución muy aproximada a los resultados exactos que se hallan al sacar muestras y llevarlas al laboratorio. El perfil estratigráfico de suelo que se halla por medio de los gráficos de Robertson en el SBT, distribución probabilística y en general los resultados del ensayo de piezocono, da valores esperados y muchos más puntos dentro del perfil que están de acuerdo con la clasificación ya realizada por medio de ensayos de laboratorio, ya sean los límites de Attenberg, humedades y una clara similitud con la distribución del porcentaje de finos.

## 6 CONCLUSIONES

- A través del ensayo de piezocono es posible determinar la clasificación del perfil estratigráfico del suelo según sus características mecánicas de comportamiento en el sitio, resistencia y rigidez, así como por las presiones de poros inducidas por la penetración. Este perfil estratigráfico al compararlo con un perfil hallado por medio de extracción de muestras y ensayos de laboratorio que es lo común para clasificación de suelos, demostró que es una aproximación bastante acertada, en algunos puntos incluso mejor, ya que una de las ventajas que se presenta con este ensayo es la posibilidad de tomar mediciones continuas a lo largo de todo el perfil que reflejan el comportamiento del terreno en sitio y no alterado.
- Por medio de este ensayo es posible calcular distintos parámetros del suelo como la relación de sobreconsolidación, la resistencia al corte no drenada, el ángulo de fricción, velocidad de onda de corte y otros. Estos parámetros permiten un mejor entendimiento del comportamiento del suelo y son la base para los proyectos de ingeniería que se quieran realizar. Estos valores calculados son bastante acertados, tienen una buena base teórica que permite una buena confiabilidad como se pudo confirmar en el presente trabajo.
- Este ensayo se puede usar por medio de correlaciones para relacionarlo con otros ensayos in situ más comunes, los cuales a través del tiempo y la experiencia han dado a muchos ingenieros la confiabilidad para usarlos más frecuentemente. Se revisaron correlaciones para hallar el  $N_{60}$  del ensayo SPT y la velocidad de onda de corte hallada por medio de un ensayo de Down-Hole, los valores calculados como se esperaba fueron muy similares y demuestran que por medio de estas correlaciones sí es posible calcular valores de otros ensayos con los resultados del ensayo de piezocono. Incluso los valores calculados a través del ensayo de piezocono tienen la ventaja de ser continuos a través de todo el perfil y de ser más confiables, ya que los resultados no pueden ser alterados por errores humanos del operador.
- Se debe tener en cuenta las limitaciones que tiene este ensayo para su uso en ingeniería, en el presente trabajo por ejemplo se pudo apreciar cómo en suelos muy duros no se puede realizar, como fue el caso de arenas muy densas, en suelos muy duros o suelos con presencia de rocas este ensayo tampoco se puede realizar. También se debe tener en cuenta que este ensayo no toma muestra de material, da es una clasificación por medio del comportamiento mecánico que presente el suelo,

por esto siempre es recomendable acompañar este ensayo de otros métodos que permitan extracción de algunas muestras las cuales comprueben que no se estén presentando errores en la realización del ensayo.

- Retomando lo ya mencionado, las zonas de experimentación geotécnica son de gran valor para el estudio de los suelos, este proyecto da una nueva contribución para el sitio ya que es un paso más, hacer un ensayo de piezocono en el mismo sitio donde ya se ha estudiado el comportamiento por medio de otros métodos y ensayos tanto in situ como en laboratorio, además es muy útil poder comparar los resultados de un ensayo de éstos. Este tipo de ensayos es muy usado en el mundo pero no a nivel local como se realizó en esta oportunidad.

## 7 BIBLIOGRAFÍA

- Aponte González, Javier. «Evaluación de métodos no convencionales de caracterización geotécnica.» Bogotá: Proyecto de grado maestría ingeniería civil Pontificia Universidad Javeriana, 2010.
- ASTM-D5778-07. «Standard test method for performing electronic friction cone and piezocone penetration testing of soils.» ASTM International, 2007.
- Benoît, J, y A.J Lutenegeger. «National Geotechnical Experimentation Sites.» *GSP 93, ASCE*, 2000: 398.
- Campanella, R.G, P.K Robertson, y D Gillespie. «Factors affecting the pore water pressure and its measurement around penetrating cone.» *Canadian Geotechnical Conference*. Ottawa, 1986. 291-299.
- Chen, B.S.Y, y P.W Mayne. «Statiscal relationship between piezocone measurements and stress history of clays.» *Canada Geotechnical Journal*, 1996: 488-498.
- Devincenzi, M, y N Frank. «Ensayos geotécnicos in situ. Su ejecución e interpretacion.» *Manual de realización de ensayos "in situ"*, 2004.
- Hegazy, Yasser A., y Paul Mayne. «Objective Site Characterization Using Clustering of Piezocone Data.» *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2002: 986-996.
- Jefferies, M G, y M P Davies. «Estimation of SPT N values from the CPT.» *ASTM*, 1993.
- Kulhawy, y Mayne. «Manual on estimating soil properties for foundation design.» *Electric Power Research Institute*, 1990.
- Lunne, T., P.K Robertson, y J.J.M Powell. «Cone penetration testing in geotechnical practice.» *Blackie Academic/Chapman-Hall publishers*, 1997.
- Mayne, P, y D.A Brown. «Site characterization of Piedmont Residuum of North America.» *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Vol 2*, 2003: 1323-1339.
- Mayne, P.K. «Cone Penetration Testing State-of-Practice.» NCHRP Project 20-05, 2007.
- Mayne, Paul. «Enhanced In-Situ Testing for Geotechnical Site Characterization.» *Short Course – ASCE GeoCongress*. Atlanta, 2006.
- . «Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests.» *Proceedings, International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories [In-Situ 2001]*. Bali, 2001. 27-48.

- Mayne, Paul W. «Interpretation of the electric cone penetration test (CPT) and its derivatives.» *Site characterization by seismic piezocone*. Atlanta: ASCE Geotecnology, 2006.
- Mayne, Paul, Matthew Coop, Sarah Springman, An-Bin Huang, y Jorge Zornberg. «Geomaterial behavior and testing.» *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. IOS Press, 2009. 2777-2871.
- Mayne, Paul, P Robertson, y T Lunne. «Clay stress history evaluated from seismic piezocone tests.» *Geotechnical site characterization*, 1998.
- PW Mayne, BR Christopher, J DeJONG. «Manual of subsurface investigations.» *National Highway Institute*, 2001: 01-031.
- Restrepo, Victor Hugo. «INTERPRETACIÓN DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR INSTRUMENTADO Y SU RELACION CON LA PRUEBA DINÁMICA DE CARGA EN PILOTES.» 2010.
- Robertson, P K. «Soil classification using the cone penetration test.» *Canada Geotechnic journal*, 1990: 151-158.
- Robertson, P K, R G Campanella, y D Gillespie. «Use of piezometer cone data.» *ASCE specialty Conference*. Blackburg, 1986.
- Robertson, P K, y R G Campanella. «Interpretation of cone penetration tests.» *Canadian geotechnical journal*, 1983.
- Robertson, P.K. «Interpretation of cone penetration test - a unified approach.» *Canadian Geotechnical Journal*, 2009: 1337-1355.
- Robertson, Peter K, y K L Cabal. «Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering.» Gregg Drilling & Testing, Inc., 2010.
- Schneid, F. «Geo-Characterisation and properties of natural soils by in situ tests.» *Ground Engineering*, 2005: 23-24.
- Senneset, K, R Snadven, y N Janbu. «The evaluation of soil parameters from piezocone tests.» *Symposium on in situ testing of soil properties for transportation facilities*. Washington D.C: National Research Council, 1989.
- Wroth, C. «Penetration testing a more rigorous approach to interpretation.» *Proceeding of the international symposium on penetration testing*, 1988.
- Wroth, C.P. «The Interpretation of In-Situ Soil Tests.» *Geotechnique*, 1984: 449-489.
- Zhang, Z, y M.T. Tumay. «statical to fuzzy approach toward CPT soil classification.» *ASCE Journal of Geotechnical & Geoenvironmenta Engineering* 125, nº 3 (march 1999): 179-186.