

**ESTIMACIÓN DE LA CORRELACIÓN ADECUADA PARA LA RESISTENCIA NO  
DRENADA DE SUELOS DE PIEDEMONTE DE LOS CERROS ORIENTALES A  
PARTIR DEL ENSAYO DE VELETA (VST)**

**DIANA PAOLA HERRERA ABELLO  
LEIDY MILENA NIÑO TORRES**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
ALTERNATIVA TRABAJO DE INVESTIGACIÓN  
BOGOTÁ  
2015**

**ESTIMACIÓN DE LA CORRELACIÓN ADECUADA PARA LA RESISTENCIA NO  
DRENADA DE SUELOS DE PIEDEMONTES DE LOS CERROS ORIENTALES A  
PARTIR DEL ENSAYO DE VELETA (VST)**

**DIANA PAOLA HERRERA ABELLO  
LEIDY MILENA NIÑO TORRES**

**Trabajo De Grado Para Optar Al Título De  
Ingeniero Civil**

**Director  
Juan Carlos Ruge Cárdenas  
Ingeniero Civil**

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
ALTERNATIVA TRABAJO DE INVESTIGACIÓN  
BOGOTÁ  
2015**



## Atribución-NoComercial 2.5 Colombia (CC BY-NC 2.5)

La presente obra está bajo una licencia:  
**Atribución-NoComercial 2.5 Colombia (CC BY-NC 2.5)**

Para leer el texto completo de la licencia, visita:  
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/2.5/co/>

### Usted es libre de:



Compartir - copiar, distribuir, ejecutar y comunicar públicamente la obra  
hacer obras derivadas

### Bajo las condiciones siguientes:



**Atribución** — Debe reconocer los créditos de la obra de la manera especificada por el autor o el licenciante (pero no de una manera que sugiera que tiene su apoyo o que apoyan el uso que hace de su obra).



**No Comercial** — No puede utilizar esta obra para fines comerciales.

NOTA DE ACEPTACIÓN

---

---

---

---

---

Director de Investigación  
Ing. Juan Carlos Ruge Cárdenas

---

Asesor Metodológico  
Ing. Richard Moreno

---

JURADO

Bogotá, 30, junio, 2015

## CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	12
1. GENERALIDADES	13
1.1 ANTECEDENTES	13
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	14
1.2.1 Planteamiento y Formulación del Problema	14
1.3 OBJETIVOS	15
1.3.1 Objetivo General	15
1.3.2 Objetivos Específicos	15
1.4 JUSTIFICACIÓN	15
1.5 DELIMITACIONES	15
1.5.1 Espacio	15
1.5.2 Tiempo	16
1.6 ALCANCE	16
1.7 LIMITACIONES	16
1.8 MARCO REFERENCIAL	16
1.8.1 Marco Teórico	16
1.8.1.1 Ensayos In Situ	16
1.8.1.2 Ensayos indirectos	17
1.8.1.3 Ensayos directos	19
1.8.1.4 Ensayos in situ	19
1.8.1.5 Ensayos de Permeabilidad	20
1.8.1.6 Resistencia de los Suelos a Presión	23
1.8.2 Marco Conceptual	26
1.8.2.1 Ensayo de Veleta - Resumen del Método	26
1.8.2.2 Importancia y Uso	27
1.8.2.3 Procedimiento	27
2. ANÁLISIS	29
2.1 ENSAYO EN EL PROYECTO UBICADO EN LA CALLE 62 No 5 -35	29
2.2 ENSAYO EN EL PROYECTO UBICADO EN LA CALLE 65 No 7 – 26	35
2.3 ENSAYO EN EL PROYECTO UBICADO EN LA CALLE 71 No 1 – 83	41
2.4 ENSAYO EN EL PROYECTO UBICADO EN LA CARRERA 10 No 93 - 43	47
2.5 ENSAYO EN EL PROYECTO UBICADO EN LA Carrera 2 Este No 70A - 41	53
3. CONCLUSIONES	59
BIBLIOGRAFÍA	60

## LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Localización Sitios Analizados Ciudad de Bogotá	16
Figura 2. Geometría de la veleta de campo (según la ASTM, 1992)	24
Figura 3. Caso de perforación sin revestimiento.	28
Figura 4. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 1 Ensayo Calle 62 No 5 -3	31
Figura 5. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Calle 62 No 5 -35	32
Figura 6. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 62 No 5 -35	32
Figura 7. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 2 Ensayo Calle 62 No 5 -35	33
Figura 8. Profundidad Vs $\sigma_v'$ Presión efectiva Ensayo Calle 62 No 5 -35	34
Figura 9. Profundidad Vs Cu corregido Perforación No 1 Ensayo Calle 65 No 7 – 26	37
Figura 10. Profundidad Vs Cu corregido Perforación No 2 Ensayo Calle 65 No 7 – 26	38
Figura 11. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 65 No 7 – 26	38
Figura 12. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 2 Ensayo Calle 65 No 7 – 26	39
Figura 13. Profundidad Vs $\sigma_v'$ Presión efectiva Ensayo Calle 65 No 7 – 26	40
Figura 14. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Calle 71 No 1 – 83	43
Figura 15. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Calle 71 No 1 – 83	44
Figura 16. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 71 No 1 – 83	44
Figura 17. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 71 No 1 – 83	45
Figura 18. Profundidad Vs $\sigma_v'$ Presión efectiva Ensayo Calle 71 No 1 – 83	46
Figura 19. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 10 No 93 – 43	49
Figura 20. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 10 No 93 – 43	50
Figura 21. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 10 No 93 – 43	50
Figura 22. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 10 No 93 – 43	51
Figura 23. Profundidad Vs $\sigma_v'$ Presión efectiva Ensayo Carrera 10 No 93 – 43	52
Figura 24. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41	55

	pág.
Figura 25. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41	56
Figura 26. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41	56
Figura 27. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41	57
Figura 28. Profundidad Vs $\sigma_v'$ Presión efectiva Ensayo Carrera 2 Este No 70 <sup>a</sup> – 41	58

## LISTA DE CUADROS

	pág.
Cuadro 1. Ensayos in situ	22
Cuadro 2. Dimensiones típicas de las veletas usadas en el campo se dan en la de dimensiones recomendadas de paletas de campo (según la ASTM, 1992)	24
Cuadro 3. Tabla De Factor De Corrección $\lambda$	25
Cuadro 4. Ecuaciones de correlación $\beta$	26
Cuadro 5. Cálculos para Perforación No 1 Ubicada En La Calle 62 No 5 -35	29
Cuadro 6. Cálculos para Perforación No 2 Ubicada En La Calle 62 No 5 -3	30
Cuadro 7. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 1 Ensayo Calle 62 No 5 -35	31
Cuadro 8. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Calle 62 No 5 -35	31
Cuadro 9. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 62 No 5 -35	32
Cuadro 10. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 2 Ensayo Calle 62 No 5 -35	33
Cuadro 11. Datos para graficar Profundidad Vs Presión Efectiva de la Perforación No 1 y 2 Calle 62 No 5 -35	33
Cuadro 12. Cálculos para Perforación No 1 Ubicada En La Calle 65 No 7 – 26	35
Cuadro 13. Cálculos para Perforación No 2 Ubicada En La Calle 65 No 7 – 26	36
Cuadro 14. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 1 Ensayo Calle 65 No 7 – 26	37
Cuadro 15. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Calle 65 No 7 – 26	37
Cuadro 16. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 65 No 7 – 26	38
Cuadro 17. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 2 Ensayo Calle 65 No 7 – 26	39
Cuadro 18. Datos para graficar Profundidad Vs Presión Efectiva de la Perforación No 1 y 2 Calle 65 No 7 – 26	39
Cuadro 19. Cálculos para Perforación No 1 Ubicada En La Calle 71 No 1 – 83	41
Cuadro 20. Cálculos para Perforación No 2 Ubicada En La Calle 71 No 1 – 83	42
Cuadro 21. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 1 Ensayo Calle 71 No 1 – 83	43
Cuadro 22. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Calle 71 No 1 – 83	43
Cuadro 23. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 71 No 1 – 83	44
Cuadro 24. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 71 No 1 – 83	45
Cuadro 25. Datos para graficar Profundidad Vs $\sigma_v'$ Presión efectiva de la Perforación No 1 y 2 Ensayo Calle 71 No 1 – 83	45



Cuadro 26. Cálculos para Perforación No 1 Ubicada En La Carrera 10 No 93 - 43	47
Cuadro 27. Cálculos para Perforación No 2 Ubicada En La Carrera 10 No 93 - 43	48
Cuadro 28. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 10 No 93 – 43	49
Cuadro 29. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 10 No 93 - 43	49
Cuadro 30. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 10 No 93 – 43	50
Cuadro 31. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 10 No 93 – 43	51
Cuadro 32. Datos para graficar Profundidad Vs $\sigma_v'$ Presión efectiva de la Perforación Ensayo Carrera 10 No 93 – 43	51
Cuadro 33. Cálculos para Perforación No 1 Ubicada En La Carrera 2 Este No 70A - 41	53
Cuadro 34. Cálculos para Perforación No 2 Ubicada En La Carrera 2 Este No 70A - 41	54
Cuadro 35. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 2 Este No 70A - 41	55
Cuadro 36. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41	55
Cuadro 37. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41	56
Cuadro 38. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41	57
Cuadro 39. Datos para graficar Profundidad Vs $\sigma_v'$ Presión efectiva de la Perforación No 1 y 2 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41	57

## LISTA DE ANEXOS

	pág.
Anexo A. Estudio CL 62 con 5	63
Anexo B. Estudio CL 65 con 7	64
Anexo C. Estudio CL 72 con 1	65
Anexo D. Estudio CRA 2 con 72 <sup>a</sup>	66
Anexo E. Estudio CRA 10 con 93	67

## GLOSARIO

**ARCILLA:** se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua.

**COHESIÓN:** se define como la atracción relativa entre partículas similares la que da tenacidad y dureza a un suelo haciéndolo resistente a su separación.

**CORRELACIÓN:** relación y proporcionalidad entre dos variables.

**DEPOSITO:** acumulación de material térreo de cualquier tipo, consolidado o no. Originalmente transportado por agua u otros agentes o proceso, incluyendo los suelos residuales y los depósitos antrópicos.

**ENSAYO:** conjunto definido de operaciones para la identificación medida y evaluación de una o más características de un material, producto, sistema o servicio cuyo resultado se expresa numéricamente.

**ESFUERZO:** la resistencia que ofrece un área unitaria (A) del material del que está hecho un miembro para una carga aplicada externa (fuerza, F).

**PIEDEMONTES:** indica el inicio de una montaña o la llanura formada en zonas montañosas por los conos de aluviones

**VELETA:** Dispositivo con cuatro paletas metálicas, delgadas y planas, dispuesta de manera que cada una forme ángulos de 90° con las vecinas, el cual se inserta en el suelo y luego se corta alrededor de un eje vertical para realizar un ensayo de corte.

## INTRODUCCIÓN

La resistencia al corte de los suelos es sin duda uno de los factores más importantes para analizar en los estudios de suelos. Los ensayos in situ para suelos se realizan con el fin de determinar las condiciones y estado de un suelo en un área específica, además facilitan analizar los aspectos más relevantes en el uso y manejo del mismo, lo cual permite establecer la calidad del suelo. En el presente documento se trabajara con el ensayo de veleta VST, que es el que permite determinar la correlación adecuada de la resistencia no drenada de un suelo, que para este caso será de un depósito en la zona de piedemonte de la ciudad de Bogotá.

Dado que este tipo de ensayo permite establecer la resistencia al corte para una condición no drenada, se plantea estimar la correlación adecuada con base en diferentes estudios de suelos realizados en la zona de piedemonte, con el fin de poder determinar cuál es la condición que más se ajusta a este tipo de suelo.

# 1. GENERALIDADES

## 1.1 ANTECEDENTES

Durante milenios, las reglas de construcción fueron esencialmente empíricas y basadas en la experiencia de los constructores, transmitida con gran secreto de generación en generación. Ha habido que esperar al siglo XVIII y, sobre todo, al XIX<sup>1</sup>, para que naciera una ciencia que analizará el comportamiento y propiedades del suelo para poder realizar en un sitio una superestructura, un puente, ejecutar túneles, vías etc.

La mecánica de suelos, es “una rama de la ingeniería geotécnica. Dio inicios en 1925 con la publicación de *Erdbaumechnik* por Karl Terzaghi, considerado por muchos como el padre de la mecánica de suelos modernos y de ingeniería geotécnica, Terzaghi desarrolló el principio del esfuerzo efectivo, y demostró que la resistencia al corte de los suelos es controlado por tensión efectiva”<sup>2</sup>.

Los estudios de suelos en el siglo XVIII solo se realizaban para el área agrícola y química en Francia e Inglaterra, mientras que en Alemania se creaba la primera escuela que tenía como fin inventariar y estudiar los suelos.

Vasili Dokuchaev (1846-1903) geólogo – geógrafo ruso es el primero en reconocer que el suelo obedece e indicaba que “El suelo es un cuerpo independiente, diferente de la roca madre, con un origen específico, producto de la actividad combinada de: 1) organismos vivos y muertos de las plantas y animales; 2) roca madre; 3) clima y 4) relieve”<sup>3</sup>.

A finales del siglo XVIII y durante el siglo XIX investigadores como el ingeniero civil Christian Otto Mohr, estudiaron el suelo para determinar sus propiedades, generaron ensayos tales como penetración estándar, cuchara de casa grande.

En 1915, John Olsson como secretario de la Comisión Geotécnica de Ferrocarriles del Estado, hizo contribuciones sobresalientes a la labor de la misma. Se convirtió en el "padre de la práctica de la Ingeniería Geotécnica Sueca". Por sus diferentes desarrollos, entre estos un sencillo dispositivo de compresión no confinada, e inventó la prueba de caída de cono, para medir la resistencia de arcilla blanda. Introdujo el concepto de sensibilidad de las arcillas (sensitivity) e investigó la resistencia al corte de arcillas afectadas por remoldeo y alteración, a través del

---

<sup>1</sup>CASSAN, Maurice. Los Ensayos "in situ" en la mecánica del suelo Barcelona: Técnicos Asociados, 1982. p. 157.

<sup>2</sup>DOCSETOOLS. Ingeniería Geotécnica [en línea]. Bogotá: La Empresa [citado 10 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [http://docsetools.com/articulos-utiles/article\\_105795.html](http://docsetools.com/articulos-utiles/article_105795.html)>

<sup>3</sup>IBÁÑEZ, Juan José. Historia de la Ciencia del Suelo. 2ª parte El nacimiento de la moderna Edafología (Salvador González Carcedo) [en línea]. Madrid: Madrimasd [citado 7 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://www.madrimasd.org/blogs/universo/2007/04/27/64513>>.

aparato de caída de cono. El cono de caída también se utilizó para determinar el "número de finura" de un suelo, hoy llamado límite líquido del cono caída.

Por otra parte, el primer barrenador de veleta (de paletas o aletas) o Ensayo de Veleta, como es conocido hoy día, por lo que ha podido determinarse, fue diseñado por John Olsson, y utilizado primero en 1919 durante la construcción del puente de Lidingö cerca de Estocolmo. El objetivo fue determinar la rigidez in situ del suelo (módulo de reacción) para evaluar el potencial de pandeo de pilotes largos. Dos ensayos se realizaron a la misma profundidad con dos tamaños de cuchillas (ambos con altura de la cuchilla de 500 mm; y anchos 300 y 700 mm, respectivamente). El momento de torsión de ambas cuchillas fue determinado y se obtuvo una medida de la resistencia del suelo restando los dos valores (Bjerrum y Flodin, 1960)<sup>4</sup>.

Actualmente el ensayo de veleta es uno de los ensayos más utilizados in sitio cuando se conoce la naturaleza del suelo, es utilizado cuando se tiene suelos arcillosos y limosos saturados, para determinar la resistencia al corte en condiciones no drenadas.

## 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

**1.2.1 Planteamiento y Formulación del Problema.** Es importante tener presente que los tipos de suelos de la ciudad de Bogotá cuentan con características diferentes que establecen su uso específico. Determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se convierte en uno de los factores fundamentales de estudio en la mecánica de suelos, lo que constituye establecer diferentes tipos de ensayos que permitan identificar las características generales y específicas del área de estudio. Es por tal motivo que se plantea la alternativa para realizar un análisis que permita determinar por medio de varios ensayos de veleta, realizados en la zona de piedemonte de la ciudad de Bogotá, la correlación adecuada con base en las pruebas in situ, realizadas por un laboratorio de suelos.

“Los ensayos de resistencia al corte con la aplicación de veleta, han arrojado óptimos resultados, aunque su aplicación es limitada a suelos saturados cohesivos en condiciones no drenadas, lo suficientemente blandos para permitir el hincado y rotación de la veleta. Sin embargo, se han realizado ensayos de veleta en suelos con resistencia pico hasta de 300 kPa (Blight 1969)”<sup>5</sup>.

Planteado el problema podríamos preguntarnos ¿Existe entonces la forma de encontrar la correlación adecuada para un suelo en condición no drenada para un suelo mediante el ensayo de VST?

---

<sup>4</sup> OSORIO, Santiago. Apuntes de Geotecnia con Énfasis en Laderas [en línea]. Bogotá: Blogspot [citado 10 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://geotecnia-sor.blogspot.com/2012/10/historia-de-la-geotecnia-contribuciones.html>>

<sup>5</sup> BLIGHT, G.E. (1969). Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Div. Pretoria: Foundation failures of four rockfill slopes, 1969. p.743.

### 1.3 OBJETIVOS

**1.3.1 Objetivo General.** Establecer por medio de ensayos de veleta (VST) la correlación adecuada que permita determinar la resistencia al corte no drenada, para el depósito de piedemonte en la ciudad de Bogotá.

#### 1.3.2 Objetivos Específicos

- Determinar por medio de ecuaciones teóricas, la correlación de la cohesión no drenada para un suelo de piedemonte, por medio del factor de corrección ( $\lambda$ ), de acuerdo a ensayos de veleta realizados in situ.
- Evaluar la presión efectiva y el factor de corrección  $\beta$  para obtener la tasa de sobreconsolidación y revisar si está dentro del rango establecido para este tipo de suelo.
- Establecer el método más apropiado que permita realizar la relación de la cohesión no drenada para el suelo de piedemonte, además de la tasa de sobreconsolidación.

### 1.4 JUSTIFICACIÓN

La ciudad de Bogotá en la zona de los cerros orientales y la zona plana consta principalmente de depósitos coluviales y conos de deyección de materiales con una elevada capacidad portante en general, pero con estratigrafías heterogéneas con predominio de gravas, arenas, limos y depósitos ocasionales de arcillas de poco espesor este tipo de suelo es llamado piedemonte. Teniendo en cuenta este tipo de suelo y con los estudios de suelos realizados en sitio se buscará realizar una correlación del coeficiente de no drenaje de acuerdo al ensayo de veleta realizado.

### 1.5 DELIMITACIONES

**1.5.1 Espacio.** El análisis del proyecto se limita para la Carrera séptima (7) y Carrera séptima (1), entre las calles sesenta y dos (62) y noventa y tres (93) (véase la Figura 1).

**Figura 1. Localización Sitios Analizados Ciudad de Bogotá**



Fuente. GOOGLE EARTH. Zona Oriental de Bogotá [en línea]. Bogotá: Google Earth [citado 15 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <https://www.google.com/maps/place/CERROS+ORIENTALES/@4.6407595,-74.0576768,741m/data=!3m2!1e3!4b1!4m2!3m1!1s0x8e3f9a3c2330f435:0x90b79be640b57c62>>.

**1.5.2 Tiempo.** La investigación de este proyecto tuvo una duración de 5 meses, comprendiendo los meses de febrero a junio del 2015.

## **1.6 ALCANCE**

Presentar el análisis de los estudios de suelos realizados por la empresa Alfonso Uribe SA., los cuales contiene los resultados del ensayo de veleta (VST) de varios sitios del piedemonte de Bogotá. Para estimar la correlación adecuada para la resistencia no drenada de este tipo de suelo.

## **1.7 LIMITACIONES**

Las limitaciones identificadas durante el desarrollo del presente proyecto, fue la negación por parte de la empresa Alfonso Uribe y CIA S.A. para completar los 10 estudios de suelos realizados en la zona piedemonte de Bogotá, para poder tener una correlación con menor grado de incertidumbre.

## **1.8 MARCO REFERENCIAL**

### **1.8.1 Marco Teórico**

**1.8.1.1 Ensayos In Situ.** Para la ingeniería civil los ensayos in situ se están convirtiendo en una herramienta muy importante para la evaluar el asentamiento de una estructura, sobre todo si están situados sobre terrenos dónde la extracción de



muestras representativas para hacer ensayos de laboratorio es difícil. Los motivos de esta dificultad y a veces imposibilidad de tomar muestras son la fragilidad del suelo y la modesta fracción de este que puede ensayarse en laboratorio.

“Es por este motivo que los ensayos in situ están cogiendo mucha fuerza en este campo y se usan cada vez más para hacer previsiones de asentos. Existen varios tipos de ensayos que permiten hacer este tipo de estimaciones, aunque algunos presentan inconvenientes importantes”<sup>6</sup>.

Los ensayos en sitio se clasifican en:

### **1.8.1.2 Ensayos indirectos.**

#### **➤ Penetraciones**

##### **✓ Dinámico.**

El ensayo de penetración dinámica DPSH es un ensayo continuo que consiste en contabilizar el número de golpes,  $N$ , necesarios para clavar tramos de varilla de 20 cm ( $N_{20}$ )

Las pequeñas dimensiones de esta sonda nos permiten trabajar con problemas de espacio físico (por ejemplo: viviendas por demoler) o de difícil acceso (por ejemplo: patios de luces, terrazas colgantes, zonas de alta montaña sin accesibilidad, etc...). El peso de esta sonda (< 800 kg) permite que su transporte se realice mediante una grúa, retroexcavadora o helicóptero.

A través de estos ensayos obtenemos el parámetro  $N_{20}$ , que nos permite calcular la resistencia a la penetración dinámica por punta y se correlaciona con los principales parámetros geo mecánicos<sup>7</sup>.

Otro penetrómetro muy utilizado es el llamado Borros, el cual consiste en introducir una puntaza cuadrada de lado 40 mm terminada en punta, por medio del golpeo de una maza de 63,5 Kg. de peso que cae libremente desde una altura de 50 cm.

De acuerdo con el número de golpes necesario para introducir el cono en el terreno se puede deducir la carga admisible del mismo a distintas profundidades; no existe rozamiento lateral, ya que el varillaje es de menor sección que la puntaza antes descrita.

---

<sup>6</sup> UNIVERSIDAD POLITECNICA DE CATALUNYA. Cálculo de asentos mediante ensayos “in situ” [em línea]. Cataluña: La Universidad [citado 15 febrero, 2015]. Disponible em Internet: <URL: <https://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/6415/5/04.pdf>>.

<sup>7</sup> GEONIVAL. Descripción del ensayo DPSH [em línea]. Bogotá: La Empresa [citado 15 febrero, 2015]. Disponible em Internet: <URL: [http://www.geonival.com/es/penetracio\\_dinamica.htm](http://www.geonival.com/es/penetracio_dinamica.htm)>.

## ✓Estático.

En este tipo de aparato la característica fundamental es que el cono se introduce en el terreno por empuje, no por golpeo y a una velocidad constante, anotándose las resistencias de avance encontradas y que se leen en un manómetro.

La presión que nos indica el manómetro es la debida a la resistencia lateral de las varillas y la de la punta del cono que es de igual sección. Existe una maniobra por la cual el cono se hace móvil, sin que se muevan las varillas, dándonos solo la resistencia en la punta.

Este tipo de penetrómetros es poco utilizado en edificación<sup>8</sup>.

## ➤Geofísica

✓**Sísmica de refracción.** Una de las aplicaciones del método de refracción sísmica en la ingeniería civil es el estudio del subsuelo, para la determinación de las condiciones (meteorización, fracturación, alteración) y competencia de la roca, como también para detección de fallas geológicas. “Este método mide el tiempo de propagación de las ondas elásticas, transcurrido entre un sitio donde se generan ondas sísmicas y la llegada de éstas a diferentes puntos de observación. Para esto se disponen en superficie una serie de sensores (geófonos) en línea recta a distancias conocidas, formando lo que se conoce como tendido sísmico o línea de refracción”<sup>9</sup>.

✓**Tomografía Eléctrica.** Estos métodos eléctricos de prospección se basan en la existencia de variaciones de las propiedades eléctricas, “en especial la resistividad de las distintas formaciones del subsuelo, teniendo como objetivo determinar la distribución en profundidad (resistividades y espesores) de los niveles geo eléctricos presentes, sus principales aplicaciones: búsqueda de aguas subterráneas, detección de contaminación de suelos y acuíferos, detección de cavidades, estudios arqueológicos, estudios geotécnicos y exploración de yacimientos metálicos”<sup>10</sup>.

---

<sup>8</sup> SAINZ PASCUAL, Jorge. Estudio geotécnico [en línea]. Barcelona: Grupo Inzamac [citado 15 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://www.forcal.es/pdf/cursogeotecnia.pdf>>

<sup>9</sup> GEODATOS. Sísmica de Refracción [en línea]. Santiago de Chile: La Empresa [citado 15 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://www.geodatos.cl/sismica.php>>.

<sup>10</sup> GEONICA. Tomografía eléctrica [en línea]. Bogotá: La Empresa [citado 15 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://www.geonica.com/prod/140/222/Equipos-GEOFISICA-/Tomografia-Elctrica-Multielectrodo/>>.

### 1.8.1.3 Ensayos directos.

#### ➤ **Sondeos Mecánicos:**

✓ **Extracción continua de testigos.** Son perforaciones de pequeño diámetro que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del terreno.

Dichas perforaciones pueden realizarse a presión (suelos blandos), percusión (gravas, materiales cementados) o rotación (rocas, suelos duros), con diámetros que oscilan habitualmente entre 65 mm y 140 mm y que sirven para la extracción y reconocimiento del terreno (testigos), para la obtención de muestras del terreno mediante útiles apropiados (toma muestras) y para la realización de algunos ensayos in situ. En suelos no muy duros con cierta cohesión, se emplean a veces los sondeos helicoidales con barrena maciza o hueca, sobre todo cuando sólo se requieren muestras alteradas. Eventualmente también pueden extraerse muestras inalteradas si el terreno se mantiene estable sin entubación o a través de las barrenas huecas<sup>11</sup>.

### 1.8.1.4 Ensayos in situ.

#### ➤ **SPT: Es el ensayo más empleado en la realización de sondeos, y se lleva a cabo en el fondo de la perforación.**

Consiste en medir el número de golpes necesario para que se introduzca una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que le permite tomar una muestra en su interior, naturalmente alterada. El peso de la maza y la altura de la caída libre, están normalizados, siendo de 63'5 kilopondios y 76 centímetros respectivamente.

Este ensayo SPT es de uso extendido, muy útil en la caracterización de suelos granulares (arenas o gravas arenosas), donde es difícil obtener muestras inalteradas para los ensayos de laboratorio<sup>12</sup>.

#### ➤ **Muestras Inalteradas.** Se emplean en suelos relativamente blandos y cohesivos, no siendo operativos para suelos duros o cementados.

Este tipo de perforación no permite precisiones inferiores a  $\pm 0,50$  m. en la localización de los diferentes estratos atravesados. El tipo de muestras que se obtiene en la sonda helicoidal es alterada, aunque es posible en determinadas sondas obtener muestras inalteradas.

---

<sup>11</sup> UNIVERSIDAD NACIONAL DE EDUCACIÓN A DISTANCIA. Mecánica de suelos y cimentaciones [en línea]. Madrid: La Universidad [citado 20 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [http://www.uned.es/dpto-icf/mecanica\\_del\\_suelo\\_y\\_cimentaciones/images/mecansueloycimentacionescap\\_4.Pdf](http://www.uned.es/dpto-icf/mecanica_del_suelo_y_cimentaciones/images/mecansueloycimentacionescap_4.Pdf)>.

<sup>12</sup> CONSTRUMATICA. Ensayo de Penetración Estándar [en línea]. Bogotá: La Empresa [citado 25 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [http://www.construmatica.com/construpedia/Ensayo\\_de\\_Penetraci%C3%B3n\\_Est%C3%A1ndar](http://www.construmatica.com/construpedia/Ensayo_de_Penetraci%C3%B3n_Est%C3%A1ndar)>.

Las barrenas son de dos tipos, huecas y normales. Las primeras están formadas por un tubo central de mayor diámetro que en las normales, y permiten obtener muestras inalteradas sin extraer a la superficie la maniobra. A lo largo y por el interior de la barrena se instala un varillaje que termina al final de la cabeza helicoidal y lleva una pequeña broca. Estas varillas giran solidariamente con la barrena hueca. Cuando se toma una muestra se extraen las varillas del interior de la barrena, y a continuación se introduce por el interior de la misma un toma muestras<sup>13</sup>.

**1.8.1.5 Ensayos de Permeabilidad.** Se pueden hacer en perforaciones realizadas tanto en suelos como en macizos rocosos. Los resultados que se obtienen son orientativos, pero en la mayoría de los casos, suficientes para los fines que se persiguen.

Es durante la perforación de los sondeos cuando se pueden hacer las pruebas más económicas y comunes, que son:

- Con adición o extracción de agua.
- A carga hidráulica constante, midiendo el caudal estabilizado correspondiente.
- A carga hidráulica variable, midiendo en función del tiempo, los niveles decrecientes o crecientes, después de haber creado temporalmente una subida o bajada del nivel freático.

En ausencia de la capa freática la interpretación teórica es muy compleja, debiéndose recurrir a fórmulas empíricas puramente orientativas.

En el caso de bajas permeabilidades es necesario acudir a pruebas de laboratorio o a complicadas investigaciones en obras mediante especiales dispositivos piezométricos.

El tipo de ensayo se decide según la naturaleza y estado del terreno. Los más comunes son los ensayos de:

- ✓ Lefranc: el más adecuado suelos granulares o cohesivos y rocas blandas o rocas duras muy fracturadas.
- ✓ Lugeon: más adecuado para roca<sup>14</sup>.

---

<sup>13</sup>UNIVERSIDAD NACIONAL DE EDUCACIÓN A DISTANCIA. Mecánica de suelos y cimentaciones [en línea]. Madrid: La Universidad [citado 20 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [http://www.uned.es/dpto-icf/mecanica\\_del\\_suelo\\_y\\_cimentaciones/images/Mecansueloycimentacionescap\\_4.Pdf](http://www.uned.es/dpto-icf/mecanica_del_suelo_y_cimentaciones/images/Mecansueloycimentacionescap_4.Pdf)>.

<sup>14</sup> HERRERA HERBERT, Juan y CASTILLA GÓMEZ, Jorge. Utilización de técnicas de sondeos en estudios geotécnicos [en línea]. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid [citado 25 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [http://oa.upm.es/10517/1/20120316\\_Utilizacion-tecnicas-sondeos-geotecnicos.pdf](http://oa.upm.es/10517/1/20120316_Utilizacion-tecnicas-sondeos-geotecnicos.pdf)>.

➤ **Piezometro (PVC).** Los piezómetros se diseñan para medir el potencial hidráulico de forma puntual en niveles acuíferos individualizados. Por lo que hay que evitar comunicar con ellos los distintos niveles acuíferos atravesados. La situación de los tramos filtrantes de la tubería piezométrica se fijarán en función de la columna litológica investigada con el sondeo previo y se aislarán los tramos filtrantes del resto del sondeo, colocando tapones en el anular entre la tubería y el taladro. Tras finalizar las tareas de acondicionamiento del sondeo, los piezómetros serán limpiados mediante bombeo para asegurar una perfecta conexión con el acuífero.

Los tubos piezométricos se nivelarán cuidadosamente, dejando en el extremo libre una referencia del nivel. Se tomarán las medidas necesarias para evitar el enterramiento del sondeo antes de la colocación del tubo piezométrico. Si fuera necesario, el tubo se colocará antes de retirar completamente la entubación. Los tubos, además de permitir el control diferido del nivel freático, podrán ser utilizados en su momento para el rellenado u obturación de los sondeos. Si estuviera previsto realizar algún ensayo especial en el interior del sondeo, se podrá ordenar la colocación de un revestimiento provisional de las características que se precisen.

#### ➤ **Calicatas.**

Este ensayo de campo es rápido y barato, dando una información visual del terreno encontrado, muy útil a la hora de determinar la cota de aparición de un estrato. Sin embargo con las calicatas solo se puede llegar a una profundidad de 4 m. como máximo para máquinas mixtas, que son las normalmente utilizadas.

Las calicatas han de hacerse siempre en puntos donde no esté prevista la ubicación de una zapata, puesto que, aunque se esta se tape, el material removido pierde todas sus capacidades portantes.

El principal inconveniente de las calicatas es que permiten obtener muestras para su ensayo en laboratorio (granulometría y límites), pero no para determinar la capacidad portante del terreno.

Resumiendo este ensayo permite ver la sucesión litológica pero no aporta información de la capacidad portante del terreno<sup>15</sup>.

➤ **Vane Test – Veleta de corte.** Los ensayos de molinete o Vane Test se utilizan para determinar la resistencia al corte no drenada "in situ" de arcillas y limos de consistencia blanda a firme a intervalos regulares.

A continuación se relacionan el Cuadro 1 tomada de (Schneid 2005) donde se observa los ensayos in situ más comunes para caracterización del suelo, se indican su categoría, parámetros de medición y su aplicación más común:

---

<sup>15</sup> SAINZ PASCUAL, Jorge. Estúdio geotécnico [en línea]. Barcelona: Grupo Inzamac [citado 15 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://www.forcal.es/pdf/cursogeotecnia.pdf>>

**Cuadro 1. Ensayos in situ**

Categoría	Ensayo	Designación	Medición	Común aplicación
Ensayos no destructivos o semi destructivos	<i>Ensayos geofísicos:</i>			
	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	$G, (\Psi \times \varepsilon)$ curva	Resistencia al corte in situ esfuerzo horizontal
	Auto excavado	SBPM	$G, (\Psi \times \varepsilon)$ curva	Propiedades de consolidación
	Placa de carga	PLT	Curva ( $L \times \delta$ )	Rigidez y resistencia
Ensayos de penetración invasivos	Ensayo de penetración con cono:			Perfil del suelo
	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	$q_c, f_s, (+u), G, (\Psi \times \varepsilon)$	- 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
	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, Fernando. Geo-Characterisation and properties of natural soils by in situ tests.» Ground Engineering, 2005: 23-24. Osaka: Millpress, 2005. p. 24.

**1.8.1.6 Resistencia de los Suelos a Presión.** Fue Coulomb (1773) quien aplicó a los suelos las leyes fundamentales de la fricción. Él descubrió que la resistencia a lo largo de una superficie de falla dentro de un suelo es función tanto de la carga por unidad de área como de la superficie de contacto. Puede considerarse como la primera contribución importante a la Mecánica de Suelos.

La resistencia de los suelos a la deformación depende, sobre todo, de su resistencia a la fuerza cortante. Esta resistencia equivale, a su vez, a la suma de dos componentes: fricción y cohesión.

La resistencia friccional surge de la irregularidad de los contactos entre partículas y es proporcional a la fuerza perpendicular entre ellas. La cohesión que es la resistencia máxima a la tensión de un suelo, es resultado de las fuerzas de atracción que hay entre gránulos en contacto íntimo y no depende de la presión normal. Sin embargo es muy raro encontrar esta cohesión verdadera; lo más común es que los suelos tengan cierta resistencia friccional.

Una de las propiedades más importantes de los suelos es la cohesión: Es la máxima resistencia del suelo a la tensión. Resulta de la compleja interacción de muchos factores, como la adherencia coloidal de la superficie de las partículas, la tensión capilar de las películas de agua, la atracción electrostática de las superficies cargadas, las condiciones de drenaje y el historial de esfuerzos. Sólo existe verdaderamente cohesión en el caso de arcillas que tienen contacto de canto con cara entre sus partículas.

Los suelos o terrenos no plásticos de grano fino pueden exhibir una cohesión aparente cuando están en condiciones de saturación parcial. El valor de cohesión que se utiliza al diseñar, depende directamente de las condiciones de drenaje bajo la carga impuesta, así como del método de prueba que se emplee para calcularlo, por lo que todo se debe evaluar cuidadosamente<sup>16</sup>.

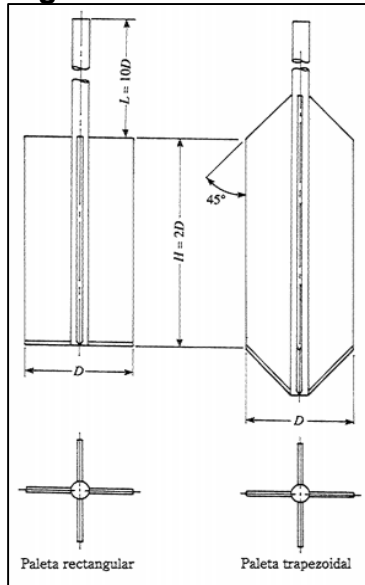
La resistencia al corte no drenada  $C_u$  es un parámetro importante en el diseño de cimentaciones. Para depósitos de arcillas normalmente consolidadas, la magnitud de  $C_u$  crece casi linealmente con el aumento de la presión efectiva de sobrecarga. Uno de los ensayos que relaciona en sus resultados la resistencia al corte no drenada  $C_u$  es la prueba de corte con veleta (ASTM D-2573), se usa durante la operación de barrenado para determinar in situ la resistencia cortante no drenada ( $C_u$ ) de suelos arcillosos, particularmente de arcillas blandas. El aparato de corte con veleta consta de cuatro paletas en el extremo de una varilla, como muestra la figura 1. La altura,  $H$ , de la veleta es dos veces su diámetro,  $D$ . Puede ser rectangular o trapezoidal. Las dimensiones típicas de las veletas usadas en el campo se dan en la de dimensiones recomendadas de paletas de campo (según la ASTM, 1992). Las paletas del aparato son empujadas en el suelo al fondo de un

---

<sup>16</sup> CAPOTE ABREU, Jorge A. La Mecánica de Suelos y las Cimentaciones [en línea]. Cantabria: Universidad de Cantabria [citado 7 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://grupos.unican.es/gidai/web/asignaturas/CI/Cimentaciones.pdf>>.

barreno sin alterar apreciablemente el suelo. Se aplica un par de torsión en la parte superior de la varilla para hacer girar las paletas a una velocidad de 0.1°/s. Esta rotación inducirá la falla en el suelo de forma cilíndrica que rodea a las paletas (véase la Figura 2).

**Figura 2. Geometría de la veleta de campo (según la ASTM, 1992)**



Fuente. BRAJA M. Das. Principios de ingeniera de Cimentaciones. 4 ed. California: Thompson, 1999. p. 111.

**Cuadro 2. Dimensiones típicas de las veletas usadas en el campo se dan en la de dimensiones recomendadas de paletas de campo (según la ASTM, 1992)**

Tamaño del ademe	Diámetro, D		Altura, H		Espesor de la		Diámetro de la	
	mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg
AX	38.1	1 1/2	76.2	3	1.6	1/16	12.7	1/2
BX	50.8	2	101.6	4	1.6	1/16	12.7	1/2
NA	63.5	2 1/2	127	5	3.2	1/8	12.7	1/2
4 pulg (101,6mm)	92.1	3 5/8	184.1	7 1/4	3.2	1/8	12.7	1/2

a La selección del tamaño de la paleta está directamente relacionada con la consistencia del suelo que se prueba; es decir, entre más blando, mayor será el diámetro de la paleta que se escoja.

Fuente. BRAJA M. Das. Principios de ingeniera de Cimentaciones. 4 ed. California: Thompson, 1999. p.112.

Las pruebas de corte con veleta en campo son moderadamente rápidas y económicas y se usan ampliamente en programas de exploración de suelos en campo. Da buenos resultados en arcillas blandas y medio compactas y es también una excelente prueba para determinar las propiedades de arcillas sensitivas.



Causas de errores significativos en la prueba de corte con veleta en campo son una mala calibración del par de torsión aplicado y paletas dañadas. Otros errores se cometen si la velocidad de rotación de las paletas no es debidamente controlada.

Para fines de diseño, los valores de la resistencia cortante no drenada obtenidos de pruebas de corte con veleta en campo ( $C_{u(VST)}$ ) son muy altos y se recomienda que sean corregidos:

$$C_u(\text{correcto}) = \lambda C_u(VST) \quad (1)$$

Dónde:  $\lambda$  = factor de corrección

Varias correlaciones han sido previamente dadas para el factor de corrección,  $\lambda$  y algunas se dan en el Cuadro 3:

**Cuadro 3. Tabla De Factor De Corrección  $\lambda$**

Método	Año	Ecuación
Bjerrum	1972	$\lambda = 1.7 - 0.54 \log (IP)$ (2)
Morris y Williams	1994	$\lambda = 1.18e^{-0.08IP} + 0.57$ (3)
Manual normas de ensayo de materiales para carreteras	2012	$\lambda = 1.05 - 0.045 IP^{0.5}$ (4)

Fuente. BRAJA M. Das. Principios de ingeniera de Cimentaciones. 4 ed. California: Thompson, 1999. p.113.

La resistencia cortante por veleta en campo también se correlaciona con el esfuerzo de pre consolidación y la tasa de sobre consolidación de la arcilla.

La presión de preconsolidación es la máxima sobrecarga efectiva a la que el suelo estuvo sometido en el pasado. Mayne y Mitchell (1988) usando una base de datos de 343 puntos, obtuvieron la siguiente relación para estimar la presión de preconsolidación de un depósito natural.

$$P_c = 7.04 C_u(VST)^{0.83} \quad (5)$$

Dónde:  $P_c$  = Presión de preconsolidación (kN/m<sup>2</sup>)

$C_u(VST)$  = Resistencia cortante de molinete en campo (kN/m<sup>2</sup>)

“Los suelos normalmente consolidados son aquellos que ha soportado tensiones máximas históricas similares a las tensiones que soportan actualmente; corresponden a suelos que han sido cargados. En cambio los suelos sobreconsolidados son aquéllos que han sido cargados y descargados, es decir, las

tensiones máximas históricas que han soportado han sido mayores que las actuales”<sup>17</sup>.

Para hallar la tasa de sobreconsolidación *OCR* (Over Consolidation Ratio) se relaciona correlaciona con *Cu(VST)* por la expresión:

$$OCR = \beta \frac{Cu(VST)}{\sigma'} \quad (5)$$

Dónde:  $\sigma$  = Presión efectiva por sobrecarga (kN/m<sup>2</sup>)  
*Cu(VST)*= Resistencia cortante de molinete en campo (kN/m<sup>2</sup>)

Existen varias correlaciones del valor  $\beta$  donde relaciona el índice de plasticidad y la humedad natural, alguna de ellas se expresan en el Cuadro 4.

**Cuadro 4. Ecuaciones de correlación  $\beta$**

Método	Año	Ecuación
Hansbo	1957	$\beta = \frac{222}{Wn}$ (5)
Larsson	1980	$\beta = \frac{1}{0.08 + 0.0055IP}$ (6)
Mayne y Mitchell	1988	$\beta = 22IP^{-0.48}$ (7)

Fuente. Autores.

El valor de la razón de sobreconsolidación es igual a 1 para suelos normalmente consolidados y para suelos sobreconsolidados es mayor a 1.

## 1.8.2 Marco Conceptual

**1.8.2.1 Ensayo de Veleta - Resumen del Método.** El ensayo de corte con veleta consiste, básicamente, en colocar una veleta de cuatro paletas dentro del suelo inalterado y girarla desde la superficie para determinar el torque necesario para cortar una superficie cilíndrica con ella. Este torque o momento de torsión se convierte en una resistencia unitaria al corte de la superficie de falla, mediante un análisis de equilibrio límite. La fricción de la varilla se minimiza durante las lecturas mediante un encamisado especial o teniéndola en cuenta y sustrayéndola del torque total para determinar el torque aplicado a la veleta.

<sup>17</sup> UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUNYA. Suelos [en línea]. Catalunya [citado 25 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <https://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/3363/6/36067-6.pdf>>.

**1.8.2.2 Importancia y Uso.** Este método de ensayo da una indicación de la resistencia al corte en el lugar, en condición no drenada, de suelos finos arcillosos y limosos u otros geo materiales finos como residuos de minas, lodo orgánico y otras sustancias a las cuales se les requiera determinar la resistencia al corte en condición no drenada. El ensayo es aplicable a suelos con resistencias inferiores a 200 kPa, en condición no drenada. Los suelos muy sensibles pueden ser remoldeados con la simple inserción de la veleta.

Este método no se puede emplear en arenas, gravas u otros suelos de alta permeabilidad. Con las velocidades de corte descritas en esta norma, los lentes de arena, si los hay, permiten el drenaje total o parcial. En corte rápido, los suelos con alta permeabilidad se pueden dilatar o colapsar, generando presiones de poros negativas o positivas que se pueden disipar en el proceso de corte. Es importante verificar el tipo de suelo que se ensaya con este método; en ese orden de ideas, resulta útil muestrear el suelo antes o después del ensayo, para comprender sus condiciones de permeabilidad.

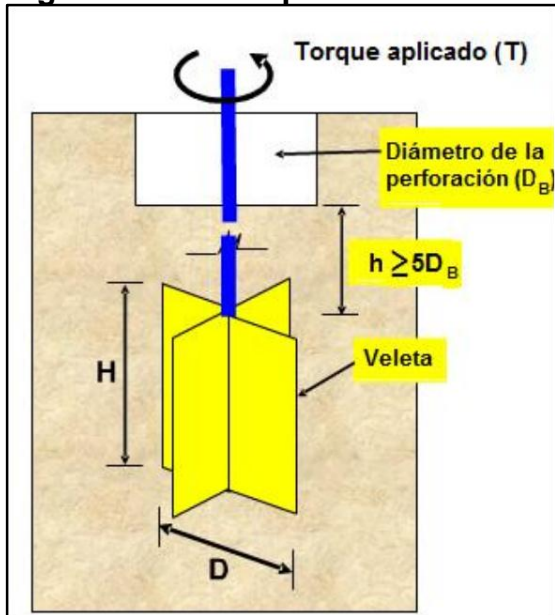
A menudo, este ensayo se realiza en orificios de sondeos o mediante métodos de auto empuje, auto barrenado o empuje (zapata de veleta). El método aplica, también, a ensayos de corte con la veleta manual a muy poca profundidad; sin embargo, el equipo manual es menos preciso, por cuanto es más difícil mantener la estabilidad y la verticalidad del conjunto varilla-veleta.

**1.8.2.3 Procedimiento.** Se ubica el equipo de avance sobre el lugar del ensayo. La prueba se puede efectuar en un barreno elaborado con anterioridad; presionando desde la superficie, o perforando a través de una tubería de revestimiento para la veleta.

De ser necesario, se pone una tubería de reacción para transferir fuerzas al cabezal de torque sin torsión o deslizamiento.

Cuando se perfore sin revestimiento, se suspende la perforación a una profundidad tal, que la punta de la veleta pueda penetrar suelo inalterado por una profundidad de, por lo menos, 5 veces el diámetro del barreno (véase la Figura 4). Si se usa una veleta con revestimiento, se avanza el revestimiento hasta una profundidad no menor de 5 veces el diámetro del revestimiento, por encima de la profundidad deseada de la punta de la veleta.

**Figura 3. Caso de perforación sin revestimiento.**



Fuente. INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Ensayo de corte sobre suelos cohesivos en el terreno usando la veleta Norma INVE -170 [en línea]. Bogotá: INVIAS [citado 5 marzo, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [ftp://ftp.ucauca.edu.co/Facultades/FIC/IngCivil/Especificaciones\\_Normas\\_INV-07/Normas/Norma%20INV%20E-170-07.pdf](ftp://ftp.ucauca.edu.co/Facultades/FIC/IngCivil/Especificaciones_Normas_INV-07/Normas/Norma%20INV%20E-170-07.pdf)>.

Se deberá penetrar la veleta desde el fondo del agujero o de su revestimiento, mediante un empuje simple, hasta la profundidad a la cual se va a efectuar el ensayo, cuidando que no se apliquen golpes, vibración o rotación durante dicho empuje. No se debe aplicar torque durante el empuje.

## 2. ANÁLISIS

### 2.1 ENSAYO EN EL PROYECTO UBICADO EN LA CALLE 62 No 5 -35

**Cuadro 5. Cálculos para Perforación No 1 Ubicada En La Calle 62 No 5 -35**

Perforación	Profundidad (m)	Material	Descripción Sv	Cu (kg/cm <sup>2</sup> ) de campo VST	Indice de plasticidad (%)	Metodo	$\lambda$	Cu corregido (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) Presión de Preconsolidación	$\sigma'_v$ Presión Efectiva (kg/cm <sup>2</sup> )	W %	Metodo	$\beta$	OCR por Metodos	OCR = $\sigma'_c/\sigma'_v$
P1	0,04 - 0,80	Arcilla café oscura	Relleno en tierras varias gris oscuro	1.17	25	Bjerrum (1972)	2.025	2.369	8.020	0.076	34.5	Hansbo (1957)	6.435	99.586	106.083
						Morris y Williams (1994)	1.727	2.020				Larsson (1980)	4.598	71.155	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.028	1.202				Mayne y Mitchell (1988)	4.693	72.623	
	0,80 - 1,20	Arcilla café oscura	Relleno en tierras varias gris oscuro	1.17	28	Bjerrum (1972)	1.999	2.338	8.020	0.181	30.9	Hansbo (1957)	7.184	46.504	44.368
						Morris y Williams (1994)	1.724	2.017				Larsson (1980)	4.274	27.662	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.026	1.201				Mayne y Mitchell (1988)	4.444	28.766	
	1,20 - 1,70	Arcilla café clara	Arcilla café veteadada, consistencia muy dura	1.17	46	Bjerrum (1972)	1.882	2.202	8.020	0.263	34.5	Hansbo (1957)	6.435	28.647	30.516
						Morris y Williams (1994)	1.707	1.998				Larsson (1980)	3.003	13.369	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.019	1.193				Mayne y Mitchell (1988)	3.502	15.590	
	5,80 - 6,30	Arcilla café oscura	Arcilla café veteadada, consistencia dura	1.17	17	Bjerrum (1972)	2.116	2.475	8.020	1.092	19.3	Hansbo (1957)	11.503	12.328	7.347
						Morris y Williams (1994)	1.734	2.029				Larsson (1980)	5.764	6.177	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.031	1.207				Mayne y Mitchell (1988)	5.647	6.052	
	7,60 - 8,10	Arcilla café oscura	Roca arcillolita roja consistencia muy dura	1.17	35	Bjerrum (1972)	1.946	2.277	8.020	1.424	25	Hansbo (1957)	8.88	7.296	5.632
						Morris y Williams (1994)	1.717	2.009				Larsson (1980)	3.670	3.015	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.023	1.197				Mayne y Mitchell (1988)	3.993	3.281	
	9,40 - 9,90	Arcilla café oscura	Roca arcillolita roja consistencia muy dura	1.17	19	Bjerrum (1972)	2.089	2.445	8.020	1.751	16.7	Hansbo (1957)	13.293	8.881	4.580
						Morris y Williams (1994)	1.732	2.027				Larsson (1980)	5.420	3.621	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.030	1.206				Mayne y Mitchell (1988)	5.353	3.577	

Fuente. Los Autores.

**Cuadro 6. Cálculos para Perforación No 2 Ubicada En La Calle 62 No 5 -3**

Perforacion	Profundidad (m)	Material	Descripcion Sv	Cu (kg/cm <sup>2</sup> ) de campo VST	Indice de plasticidad (%)	Metodo	λ	Cu corregido (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub> ' (kg/cm <sup>2</sup> ) Presión de Preconsolidación	σ <sub>v</sub> ' Presión Efectiva (kg/cm <sup>2</sup> )	W %	Metodo	β	OCR por Metodos	OCR = σ <sub>c</sub> '/σ <sub>v</sub> '
P2	0,05 - 1,20	Arcilla café Clara	Relleno en tierras varias gris oscuro	0.58	36	Bjerrum (1972)	1.940	1.125	4.479	0.113	37.4	Hansbo (1957)	5.936	30.602	39.817
						Morris y Williams (1994)	1.717	0.996				Larsson (1980)	3.597	18.545	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.023	0.593				Mayne y Mitchell (1988)	3.939	20.308	
	1,20 - 1,90	Arcilla café clara	Arcilla café veteadada consistencia dura	1.09	36	Bjerrum (1972)	1.940	2.114	7.562	0.280	37.4	Hansbo (1957)	5.936	23.097	26.995
						Morris y Williams (1994)	1.750	1.908				Larsson (1980)	3.597	13.997	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.023	1.115				Mayne y Mitchell (1988)	3.939	15.328	
	1,90 - 3,00	Arcilla café clara	Arcilla café veteadada consistencia dura	1.17	21	Bjerrum (1972)	2.066	2.417	8.020	0.444	26.0	Hansbo (1957)	8.538	22.510	18.071
						Morris y Williams (1994)	1.730	2.024				Larsson (1980)	5.115	13.485	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.029	1.204				Mayne y Mitchell (1988)	5.102	13.451	
	3,00 - 3,70	Arcilla café Clara	Arcilla café veteadada con gravas consistencia dura	1.17	22	Bjerrum (1972)	2.055	2.404	8.020	0.607	21.4	Hansbo (1957)	10.374	19.981	13.203
						Morris y Williams (1994)	1.729	2.023				Larsson (1980)	4.975	9.583	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.029	1.204				Mayne y Mitchell (1988)	4.990	9.610	
	3,70 - 5,60	Arcilla café Clara	Arcilla café veteadada consistencia dura	1.17	68	Bjerrum (1972)	1.790	2.095	8.020	0.843	31	Hansbo (1957)	7.23127	10.035	9.513
						Morris y Williams (1994)	1.688	1.974				Larsson (1980)	2.203	3.057	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.013	1.185				Mayne y Mitchell (1988)	2.903	4.028	
	5,60 - 6,50	Arcilla café Clara	Arcilla café veteadada con lentes de area consistencia dura	1.17	35	Bjerrum (1972)	1.946	2.277	8.020	1.097	21.0	Hansbo (1957)	10.571	11.270	7.308
						Morris y Williams (1994)	1.717	2.009				Larsson (1980)	3.670	3.912	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.023	1.197				Mayne y Mitchell (1988)	3.993	4.257	

Fuente. El Autor.

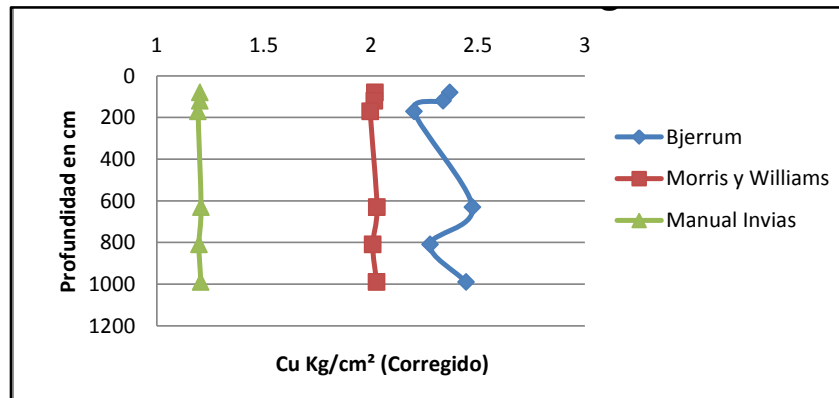
Se realizan las siguientes gráficas: profundidad vs Cu corregido, Profundidad vs Sobreconsolidación y Profundidad vs Presión efectiva para cada una de las perforaciones (véase los Cuadros 7,8, 9, 10, y 11 y las Figuras 4, 5, 6, 7 y 8).

**Cuadro 7. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 1 Ensayo Calle 62 No 5 -35**

Perforación 1 Cu corregido			
Profundidad cm	Metodo Para Corregir Cu (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Bjerrum	Morris y Williams	Manual Invias
80	2.369	2.02	1.202
120	2.338	2.017	1.201
170	2.202	1.998	1.193
630	2.475	2.029	1.207
810	2.277	2.009	1.197
990	2.445	2.027	1.206

Fuente. Los Autores.

**Figura 4. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 1 Ensayo Calle 62 No 5 -3**



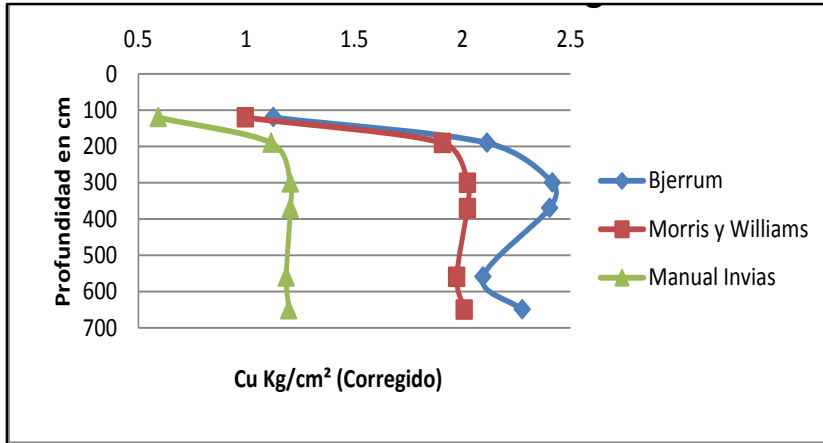
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 8. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Calle 62 No 5 -35**

Perforación 2 Cu corregido			
Profundidad cm	Metodo Para Corregir Cu (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Bjerrum	Morris y Williams	Manual Invias
120	1.125	0.996	0.593
190	2.114	1.908	1.115
300	2.417	2.024	1.204
370	2.404	2.023	1.204
560	2.095	1.974	1.185
650	2.277	2.009	1.197

Fuente. Los Autores.

**Figura 5. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Calle 62 No 5 -35**



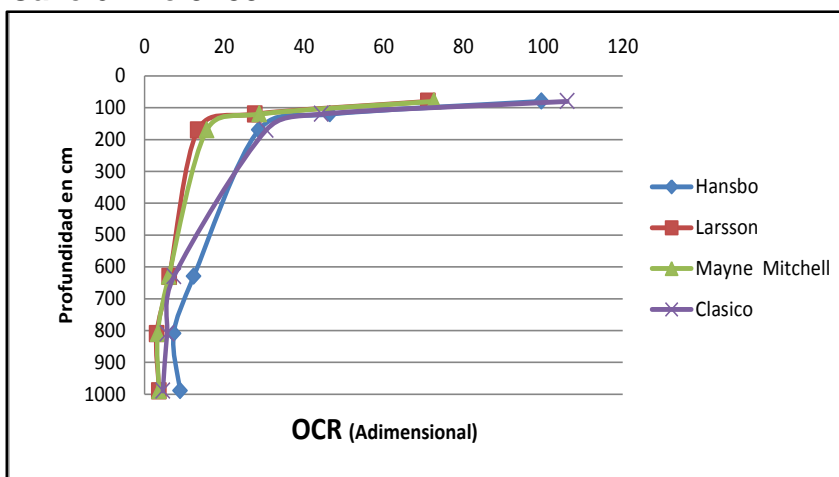
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 9. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 62 No 5 -35**

Perforación 1 OCR				
Profundidad cm	Metodo			
	Hansbo	Larsson	Mayne y Mitchell	Clasico
80	99.586	71.155	72.623	106.083
120	46.504	27.662	28.766	44.368
170	28.647	13.369	15.590	30.516
630	12.328	6.177	6.052	7.347
810	7.296	3.015	3.281	5.632
990	8.881	3.621	3.577	4.580

Fuente. Los Autores.

**Figura 6. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 62 No 5 -35**



Fuente. Los Autores.

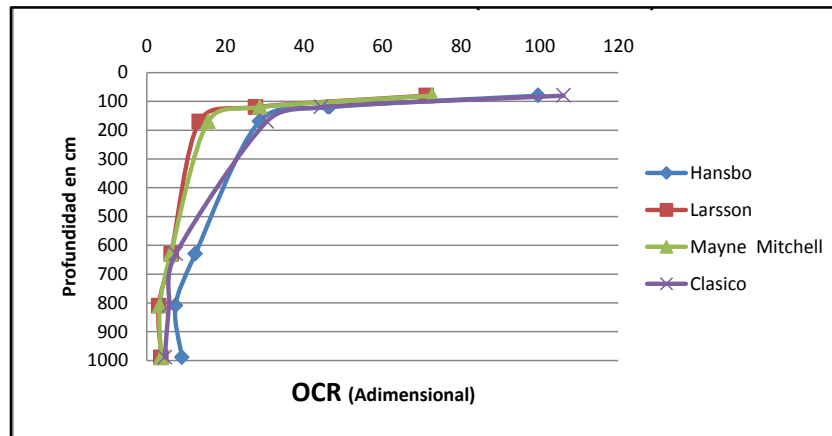


**Cuadro 10. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 2 Ensayo Calle 62 No 5 -35**

Perforación 1 OCR				
Profundidad cm	Metodo			
	Hansbo	Larsson	Mayne y Mitchell	Clasico
80	99.586	71.155	72.623	106.083
120	46.504	27.662	28.766	44.368
170	28.647	13.369	15.590	30.516
630	12.328	6.177	6.052	7.347
810	7.296	3.015	3.281	5.632
990	8.881	3.621	3.577	4.580

Fuente. Los Autores.

**Figura 7. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 2 Ensayo Calle 62 No 5 -35**



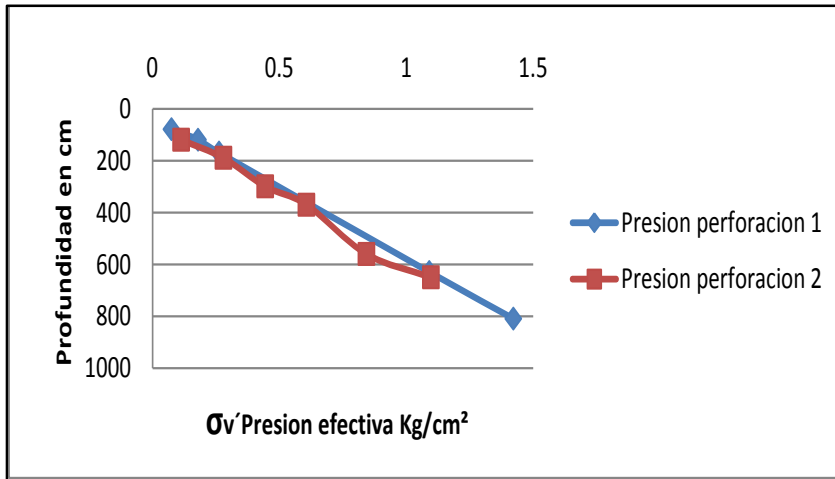
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 11. Datos para graficar Profundidad Vs Presión Efectiva de la Perforación No 1 y 2 Calle 62 No 5 -35**

Perforacion 1 $\sigma_v'$ Presión efectiva		Perforacion 2 $\sigma_v'$ Presión efectiva	
Profundidad cm	$\sigma_v'$ Presión efectiva	Profundidad cm	$\sigma_v'$ Presión efectiva
80	0.076	120	0.113
120	0.181	190	0.280
170	0.263	300	0.444
630	1.092	370	0.607
810	1.424	560	0.843
990	1.751	650	1.097

Fuente. Los Autores.

**Figura 8. Profundidad Vs  $\sigma_v'$  Presión efectiva Ensayo Calle 62 No 5 -35**



Fuente. Los Autores.

## 2.2 ENSAYO EN EL PROYECTO UBICADO EN LA CALLE 65 No 7 – 26

**Cuadro 12. Cálculos para Perforación No 1 Ubicada En La Calle 65 No 7 – 26**

Perforación	Profundidad (m)	Material	Descripcion Sv	Cu (kg/cm <sup>2</sup> ) de campo VST	Indice de plasticidad (%)	Metodo	$\lambda$	Cu corregido (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) Presión de Preconsolidación	$\sigma'v$ Presión Efectiva (kg/cm <sup>2</sup> )	W %	Metodo	$\beta$	OCR por Metodos	OCR = $\sigma'c/\sigma'v$
P1	0,80 - 1,20	Arcilla café clara	Recebo arcilloso con piedras	0.74	33	Bjerrum (1972)	1.960	1.450	5.483	0.180	30	Hansbo (1957)	7.4	30.422	30.462
						Morris y Williams (1994)	1.719	1.272				Larsson (1980)	3.824	15.721	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.024	0.758				Mayne y Mitchell (1988)	4.107	16.885	
	1,20 - 1,70	Arcilla café clara	Arcilla café veteada consistencia dura	0.78	15	Bjerrum (1972)	2.145	1.673	5.728	0.441	19.3	Hansbo (1957)	11.503	20.345	12.989
						Morris y Williams (1994)	1.736	1.354				Larsson (1980)	6.154	10.884	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.033	0.805				Mayne y Mitchell (1988)	5.997	10.606	
	1,70 - 3,50	Arcilla café clara	Limo arcilloso gris oscuro con lentes de arena consistencia media	1.09	17	Bjerrum (1972)	2.116	2.306	7.562	0.909	34	Hansbo (1957)	6.529	7.830	8.319
						Morris y Williams (1994)	1.734	1.890				Larsson (1980)	5.764	6.911	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.031	1.124				Mayne y Mitchell (1988)	5.647	6.771	
	3,50 - 4,40	Limo arcilloso organico café consistencia media	Limo arcilloso organico café consistencia media	0.66	21	Bjerrum (1972)	2.066	1.364	4.986	1.620	31	Hansbo (1957)	7.161	2.918	3.078
						Morris y Williams (1994)	1.730	1.142				Larsson (1980)	5.115	2.084	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.029	0.679				Mayne y Mitchell (1988)	5.102	2.079	
	4,40 - 6,00	Arcilla café con gravas gruesas	Arcilla café con gravas gruesas	0.62	12	Bjerrum (1972)	2.197	1.362	4.734	2.556	19.3	Hansbo (1957)	11.503	2.790	1.852
						Morris y Williams (1994)	1.739	1.078				Larsson (1980)	6.849	1.661	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.034	0.641				Mayne y Mitchell (1988)	6.674	1.619	

Fuente. Los Autores.

**Cuadro 13. Cálculos para Perforación No 2 Ubicada En La Calle 65 No 7 – 26**

Perforación	Profundidad (m)	Material	Descripcion Sv	Cu (kg/cm <sup>2</sup> ) de campo VST	Indice de plasticidad (%)	Metodo	λ	Cu corregido (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sup>c</sup> (kg/cm <sup>2</sup> ) Presión de Preconsolidación	σ <sup>v</sup> Presión Efectiva (kg/cm <sup>2</sup> )	W %	Metodo	β	OCR por Metodos	OCR = σ <sup>c</sup> /σ <sup>v</sup>
P2	0,06 - 1,10	Arcilla café oscura	Arcilla café veteadada consistencia dura	1.17	27	Bjerrum (1972)	2.007	2.348	8.020	0.104	22.7	Hansbo (1957)	9.780	109.600	76.819
						Morris y Williams (1994)	1.725	2.018				Larsson (1980)	4.376	49.045	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.027	1.201				Mayne y Mitchell (1988)	4.522	50.682	
	1,10 - 2,70	Arcilla café clara	Arcilla café veteadada consistencia dura	1.00	14	Bjerrum (1972)	2.161	2.161	7.040	0.446	18.3	Hansbo (1957)	12.131	27.176	15.771
						Morris y Williams (1994)	1.737	1.737				Larsson (1980)	6.369	14.268	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.033	1.033				Mayne y Mitchell (1988)	6.198	13.885	
	2,70 - 3,50	Arcilla café oscura	Limo arcilloso organico café	0.66	21	Bjerrum (1972)	2.066	1.364	4.986	1.004	31	Hansbo (1957)	7.161	4.706	4.965
						Morris y Williams (1994)	1.730	1.142				Larsson (1980)	5.115	3.361	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.029	0.679				Mayne y Mitchell (1988)	5.102	3.353	
	3,50 - 4,40	Arcilla café oscura	Limo arcilloso organico café	0.70	21	Bjerrum (1972)	2.066	1.446	5.236	1.715	31	Hansbo (1957)	7.161	2.922	3.052
						Morris y Williams (1994)	1.730	1.211				Larsson (1980)	5.115	2.087	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.029	0.721				Mayne y Mitchell (1988)	5.102	2.082	
	4,40 - 5,20	Arcilla café oscura	Limo arcilloso organico café	0.78	21	Bjerrum (1972)	2.066	1.611	5.728	2.579	31	Hansbo (1957)	7.161	2.166	2.221
						Morris y Williams (1994)	1.730	1.350				Larsson (1980)	5.115	1.547	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.029	0.803				Mayne y Mitchell (1988)	5.102	1.543	

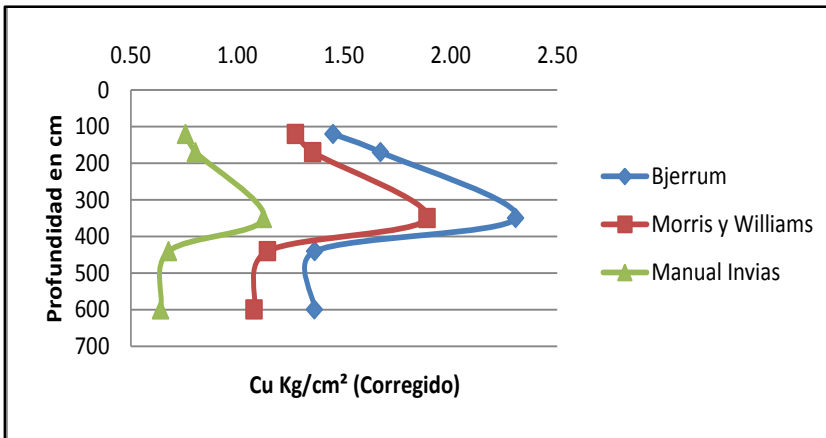
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 14. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 1 Ensayo Calle 65 No 7 – 26**

Perforación 1 Cu corregido			
Profundidad cm	Metodo Para Corregir Cu (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Bjerrum	Morris y Williams	Manual Invias
120	1.45	1.272	0.758
170	1.673	1.354	0.805
350	2.306	1.89	1.124
440	1.364	1.142	0.679
600	1.362	1.078	0.641

Fuente. Los Autores.

**Figura 9. Profundidad Vs Cu corregido Perforación No 1 Ensayo Calle 65 No 7 – 26**



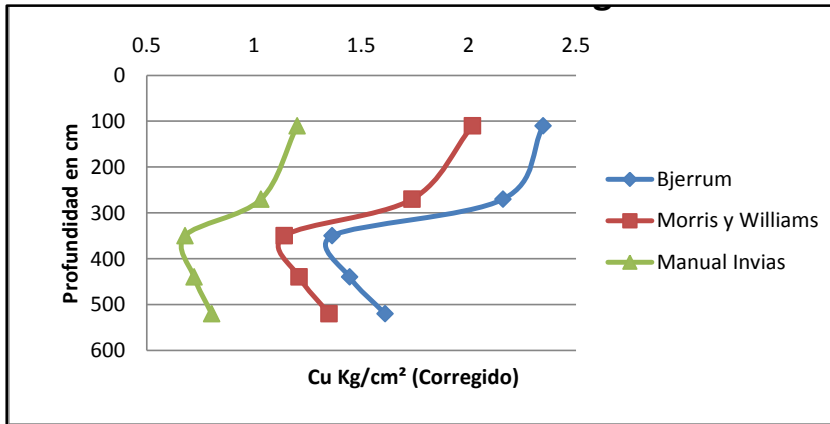
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 15. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Calle 65 No 7 – 26**

Perforación 2 Cu corregido			
Profundidad cm	Metodo Para Corregir Cu (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Bjerrum	Morris y Williams	Manual Invias
110	2.348	2.018	1.201
270	2.161	1.737	1.033
350	1.364	1.142	0.679
440	1.446	1.211	0.721
520	1.611	1.350	0.803

Fuente. Los Autores.

**Figura 10. Profundidad Vs Cu corregido Perforación No 2 Ensayo Calle 65 No 7 – 26**



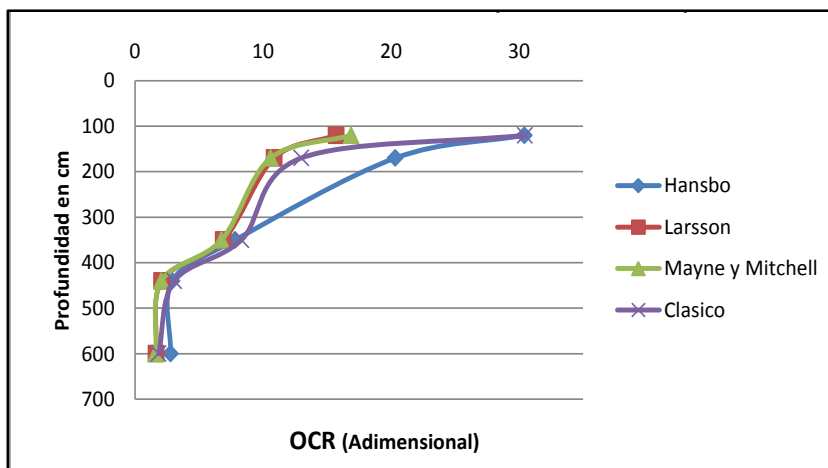
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 16. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 65 No 7 – 26**

Perforación 1 OCR				
Profundidad cm	Metodo			
	Hansbo	Larsson	Mayne y Mitchell	Clasico
120	30.422	15.721	16.885	30.462
170	20.345	10.884	10.606	12.989
350	7.83	6.911	6.771	8.319
440	2.918	2.084	2.079	3.078
600	2.79	1.661	1.619	1.852

Fuente. Los Autores.

**Figura 11. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 65 No 7 – 26**



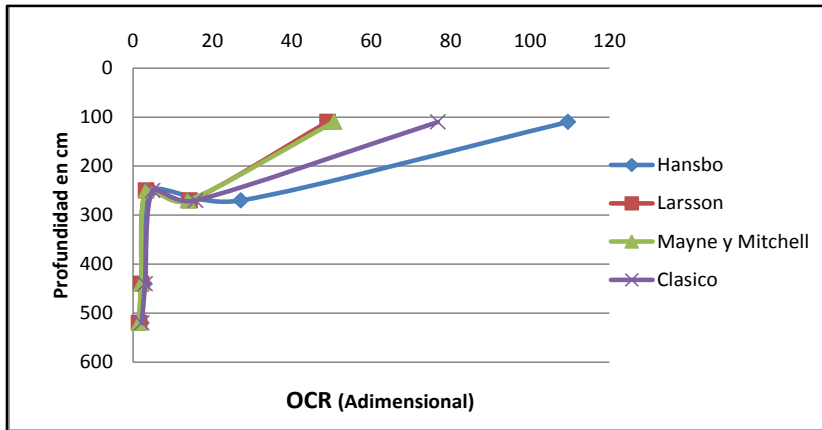
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 17. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 2 Ensayo Calle 65 No 7 – 26**

Perforación 2 OCR				
Profundidad cm	Metodo			
	Hansbo	Larsson	Mayne y Mitchell	Clasico
110	109.6	49.045	50.682	76.819
270	27.176	14.268	13.885	15.771
250	4.706	3.361	3.353	4.965
440	2.922	2.087	2.082	3.052
520	2.166	1.547	1.543	2.221

Fuente. Los Autores.

**Figura 12. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 2 Ensayo Calle 65 No 7 – 26**



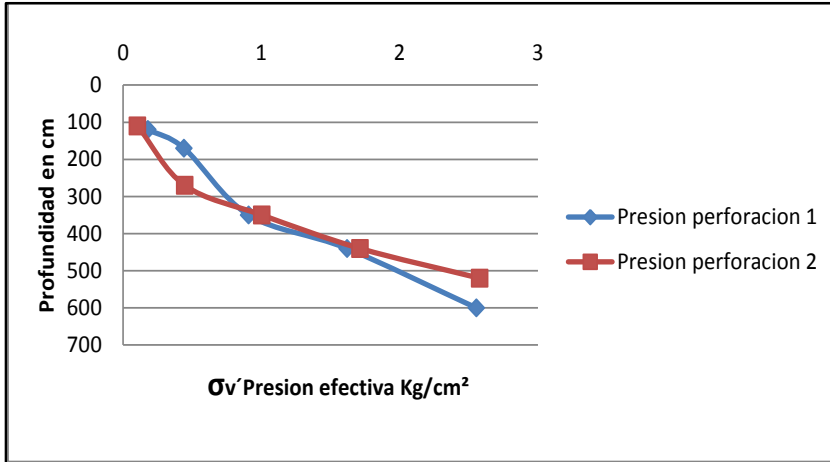
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 18. Datos para graficar Profundidad Vs Presión Efectiva de la Perforación No 1 y 2 Calle 65 No 7 – 26**

Perforación 1 $\sigma_v'$ Presión efectiva		Perforación 2 $\sigma_v'$ Presión efectiva	
Profundidad cm	$\sigma_v'$ Presión efectiva	Profundidad cm	$\sigma_v'$ Presión efectiva
120	0.18	110	0.104
170	0.441	270	0.446
350	0.909	350	1.004
440	1.62	440	1.715
600	2.556	520	2.579

Fuente. Los Autores.

**Figura 13. Profundidad Vs  $\sigma_v'$  Presión efectiva Ensayo Calle 65 No 7 – 26**



Fuente. Los Autores.



## 2.3 ENSAYO EN EL PROYECTO UBICADO EN LA CALLE 71 No 1 – 83

**Cuadro 19. Cálculos para Perforación No 1 Ubicada En La Calle 71 No 1 – 83**

Perforación	Profundidad (m)	Material	Descripción Sv	Cu (kg/cm <sup>2</sup> ) de campo VST	Índice de plasticidad (%)	Metodo	$\lambda$	Cu corregido (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) Presión de Preconsolidación	$\sigma'_v$ Presión Efectiva (kg/cm <sup>2</sup> )	W %	Metodo	$\beta$	OCR por Metodos	OCR = $\sigma'_c/\sigma'_v$	
P1	0,10 - 1,90	Relleno de tierras varias con piedras y escombros	Limo café oscuro	0.62	20	Bjerrum (1972)	2.077	1.288	4.734	0.180	45.2	Hansbo (1957)	4.912	16.917	26.302	
						Morris y Williams (1994)	1.731	1.073					Larsson (1980)	5.263		18.129
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.030	0.639					Mayne y Mitchell (1988)	5.223		17.991
	1,90 - 2,10	Arcilla café oscura	Arcilla café veteada consistencia media	0.46	18	Bjerrum (1972)	2.102	0.967	3.695	0.540	40.3	Hansbo (1957)	5.509	4.693	6.843	
						Morris y Williams (1994)	1.733	0.797				Larsson (1980)	5.587	4.759		
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.031	0.474				Mayne y Mitchell (1988)	5.494	4.680		
	2,10 - 3,40	Arcilla café oscura	Arcilla gris oscura con grava fina consistencia media	0.42	38	Bjerrum (1972)	1.927	0.809	3.427	1.035	33.7	Hansbo (1957)	6.588	2.673	3.311	
						Morris y Williams (1994)	1.715	0.720				Larsson (1980)	3.460	1.404		
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.022	0.429				Mayne y Mitchell (1988)	3.838	1.558		
	3,40 - 4,20	Arcilla café oscura	Arcilla café con gravas fina y lentes de arena consistencia media	0.46	38	Bjerrum (1972)	1.927	0.886	3.695	1.719	33.7	Hansbo (1957)	6.588	1.763	2.150	
						Morris y Williams (1994)	1.715	0.789				Larsson (1980)	3.460	0.926		
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.022	0.470				Mayne y Mitchell (1988)	3.838	1.027		
	4,20 - 5,20	Arcilla café oscura	Arcilla café con gravas fina y lentes de arena consistencia media	0.39	25	Bjerrum (1972)	2.025	0.790	3.222	2.565	23	Hansbo (1957)	9.652	1.468	1.256	
						Morris y Williams (1994)	1.727	0.673				Larsson (1980)	4.598	0.699		
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.028	0.401				Mayne y Mitchell (1988)	4.693	0.713		
	5, 20 - 6,00	Arcilla café oscura	Arcilla café con gravas fina y lentes de arena consistencia media	0.42	25	Bjerrum (1972)	2.025	0.851	3.427	3.573	29.1	Hansbo (1957)	7.629	0.897	0.959	
						Morris y Williams (1994)	1.727	0.725				Larsson (1980)	4.598	0.540		
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.028	0.432				Mayne y Mitchell (1988)	4.693	0.552		

Fuente. Los Autores.

**Cuadro 20. Cálculos para Perforación No 2 Ubicada En La Calle 71 No 1 – 83**

Perforación	Profundidad (m)	Material	Descripcion Sv	Cu (kg/cm <sup>2</sup> ) de campo VST	Indice de plasticidad (%)	Metodo	$\lambda$	Cu corregido (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) Presión de Preconsolidación	$\sigma'_v$ Presión Efectiva (kg/cm <sup>2</sup> )	W %	Metodo	$\beta$	OCR por Metodos	OCR = $\sigma'_c/\sigma'_v$
P2	0,10 - 1,80	Arcilla arenosa café oscura	Relleno arcilloso gris oscuro	0.62	20	Bjerrum (1972)	2.077	1.288	4.734	0.171	28.5	Hansbo (1957)	7.789	28.243	27.686
						Morris y Williams (1994)	1.731	1.073				Larsson (1980)	5.263	19.083	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.030	0.639				Mayne y Mitchell (1988)	5.223	18.938	
	1,80 - 2,70	Arcilla arenosa café oscura	Relleno arcilloso gris oscuro	0.5	20	Bjerrum (1972)	2.077	1.039	3.960	0.576	28.5	Hansbo (1957)	7.789	6.762	6.875
						Morris y Williams (1994)	1.731	0.866				Larsson (1980)	5.263	4.569	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.030	0.515				Mayne y Mitchell (1988)	5.223	4.534	
	2,70 - 3,50	Arcilla arenosa café oscura	Relleno arcilloso gris oscuro	0.97	20	Bjerrum (1972)	2.077	2.015	6.864	1.134	28.5	Hansbo (1957)	7.789	6.663	6.053
						Morris y Williams (1994)	1.731	1.679				Larsson (1980)	5.263	4.502	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.030	0.999				Mayne y Mitchell (1988)	5.223	4.468	
	3,50 - 3,90	Arcilla arenosa café oscura	Arcilla café veteada	0.78	30	Bjerrum (1972)	1.982	1.546	5.728	1.800	25	Hansbo (1957)	8.880	3.848	3.182
						Morris y Williams (1994)	1.722	1.343				Larsson (1980)	4.082	1.769	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.025	0.800				Mayne y Mitchell (1988)	4.299	1.863	

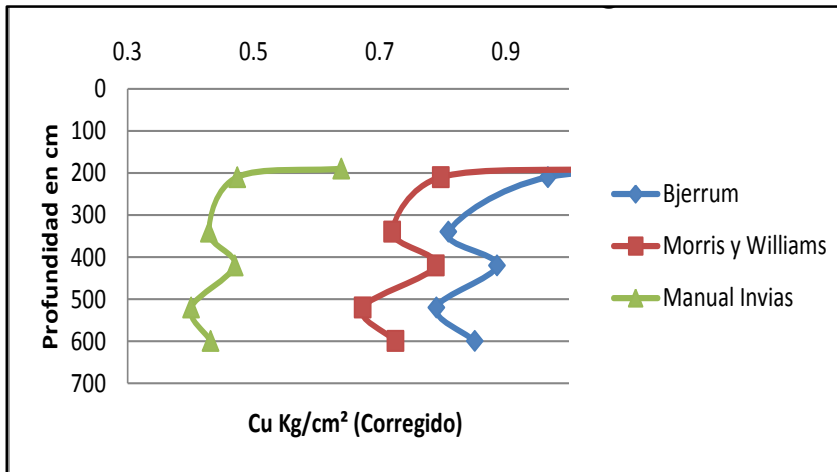
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 21. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 1 Ensayo Calle 71 No 1 – 83**

Perforación 1 Cu corregido			
Profundidad cm	Metodo Para Corregir Cu (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Bjerrum	Morris y Williams	Manual Invias
190	1.288	1.073	0.639
210	0.967	0.797	0.474
340	0.809	0.72	0.429
420	0.886	0.789	0.47
520	0.79	0.673	0.401
600	0.851	0.725	0.432

Fuente. Los Autores.

**Figura 14. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Calle 71 No 1 – 83**



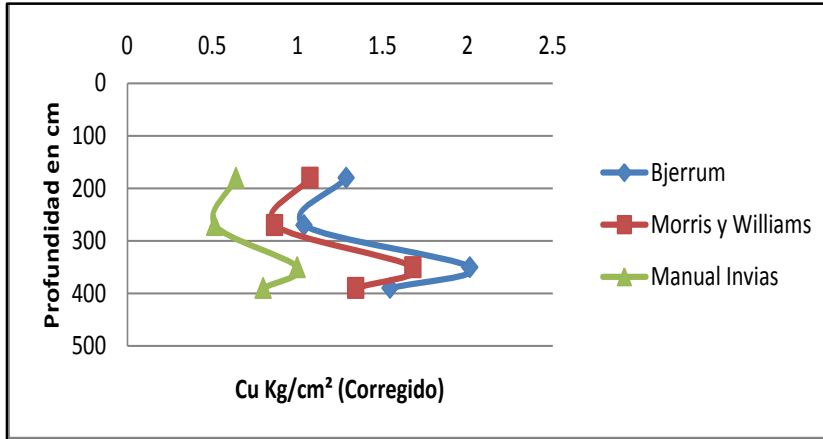
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 22. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Calle 71 No 1 – 83**

Perforación 2 Cu corregido			
Profundidad cm	Metodo Para Corregir Cu (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Bjerrum	Morris y Williams	Manual Invias
180	1.288	1.073	0.639
270	1.039	0.866	0.515
350	2.015	1.679	0.999
390	1.546	1.343	0.8

Fuente. Los Autores.

**Figura 15. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Calle 71 No 1 – 83**



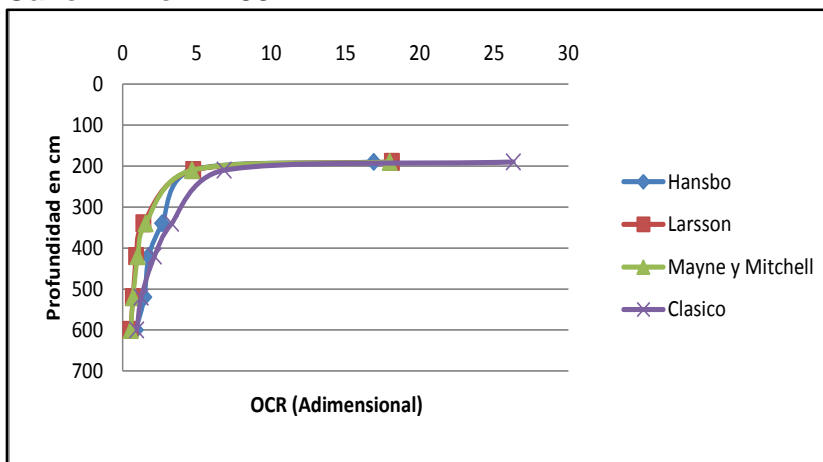
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 23. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 71 No 1 – 83**

Perforación 1 OCR				
Profundidad cm	Metodo			
	Hansbo	Larsson	Mayne y Mitchell	Clasico
190	16.917	18.129	17.991	26.302
210	4.693	4.759	4.68	6.843
340	2.673	1.404	1.558	3.311
420	1.763	0.926	1.027	2.15
520	1.468	0.699	0.713	1.256
600	0.897	0.54	0.552	0.959

Fuente. Los Autores.

**Figura 16. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 71 No 1 – 83**



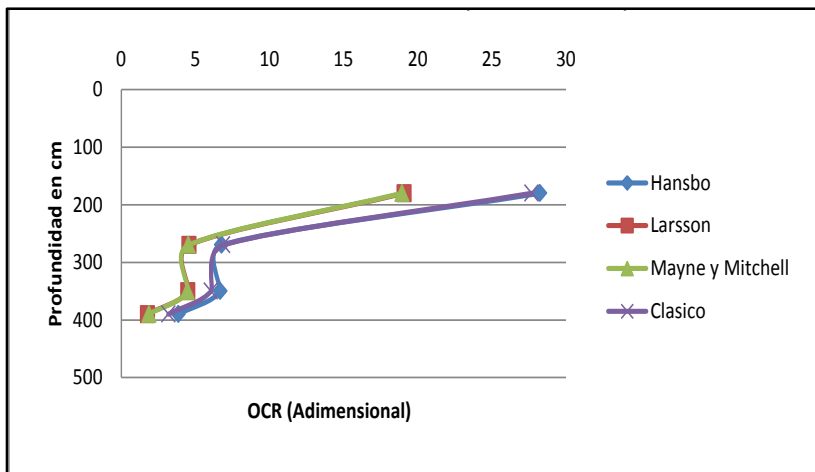
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 24. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 71 No 1 – 83**

Perforación 2 OCR				
Profundidad cm	Metodo			
	Hansbo	Larsson	Mayne y Mitchell	Clasico
180	28.243	19.083	18.938	27.686
270	6.762	4.569	4.534	6.875
350	6.663	4.502	4.468	6.053
390	3.848	1.769	1.863	3.182

Fuente. Los Autores.

**Figura 17. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Calle 71 No 1 – 83**



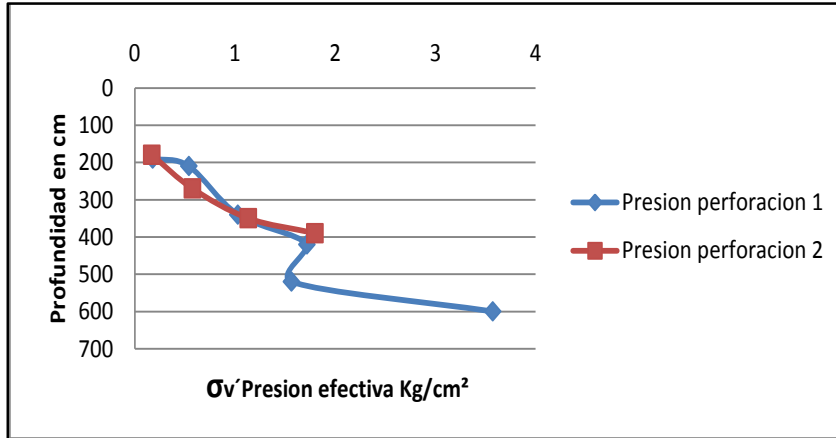
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 25. Datos para graficar Profundidad Vs  $\sigma_v'$  Presión efectiva de la Perforación No 1 y 2 Ensayo Calle 71 No 1 – 83**

Perforación 1 $\sigma_v'$ Presión efectiva		Perforación 2 $\sigma_v'$ Presión efectiva	
Profundidad cm	$\sigma_v'$ Presión efectiva	Profundidad cm	$\sigma_v'$ Presión efectiva
190	0.18	180	0.171
210	0.54	270	0.576
340	1.03	350	1.134
420	1.719	390	1.8
520	1.565		
600	3.573		

Fuente. Los Autores.

**Figura 18. Profundidad Vs  $\sigma_v'$  Presión efectiva Ensayo Calle 71 No 1 – 83**



Fuente. Los Autores.

## 2.4 ENSAYO EN EL PROYECTO UBICADO EN LA CARRERA 10 No 93 - 43

**Cuadro 26. Cálculos para Perforación No 1 Ubicada En La Carrera 10 No 93 - 43**

Perforación	Profundidad (m)	Material	Descripcion Sv	Cu (kg/cm <sup>2</sup> ) de campo VST	Indice de plasticidad (%)	Metodo	$\lambda$	Cu corregido (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) Presión de Preconsolidación	$\sigma'_v$ Presión Efectiva (kg/cm <sup>2</sup> )	W %	Metodo	$\beta$	OCR por Metodos	OCR = $\sigma'_c/\sigma'_v$
P1	0,10 - 1,00	Arcilla arenosa café oscura	Relleno arcilloso gris oscuro con piedras	0.78	24	Bjerrum (1972)	2.035	1.587	5.728	0.099	28.8	Hansbo (1957)	7.708	60.732	57.860
						Morris y Williams (1994)	1.728	1.347				Larsson (1980)	4.717	37.164	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.028	0.802				Mayne y Mitchell (1988)	4.785	37.703	
	1,00 - 1,90	Arcilla arenosa café oscura	Arcilla café veteada consistencia dura	0.7	24	Bjerrum (1972)	2.035	1.424	5.236	0.360	28.8	Hansbo (1957)	7.708	14.988	14.545
						Morris y Williams (1994)	1.728	1.209				Larsson (1980)	4.717	9.172	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.028	0.720				Mayne y Mitchell (1988)	4.785	9.305	
	1,90 - 2,70	Limo café oscuro	Limo arcilloso arenosocafé veteado consistencia dura	0.7	7	Bjerrum (1972)	2.324	1.627	5.236	0.774	37.3	Hansbo (1957)	5.952	5.383	6.765
						Morris y Williams (1994)	1.743	1.220				Larsson (1980)	8.439	7.632	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.038	0.727				Mayne y Mitchell (1988)	8.645	7.819	
	2,70 - 3,50	Limo café oscuro	Limo arcilloso café consistencia dura	0.7	39	Bjerrum (1972)	1.921	1.345	5.236	1.332	43.5	Hansbo (1957)	5.103	2.682	3.931
						Morris y Williams (1994)	1.714	1.200				Larsson (1980)	3.396	1.784	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.022	0.715				Mayne y Mitchell (1988)	3.791	1.992	
	3,50 - 6,70	Arcilla café oscura	Arena café con gravas densidad media	0.42	62	Bjerrum (1972)	1.812	0.761	3.427	2.250	73.3	Hansbo (1957)	3.029	0.565	1.523
						Morris y Williams (1994)	1.693	0.711				Larsson (1980)	2.375	0.443	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.015	0.426				Mayne y Mitchell (1988)	3.034	0.566	

Fuente. Los Autores.

**Cuadro 27. Cálculos para Perforación No 2 Ubicada En La Carrera 10 No 93 - 43**

Perforación	Profundidad (m)	Material	Descripción Sv	Cu (kg/cm <sup>2</sup> ) de campo VST	Índice de plasticidad (%)	Metodo	λ	Cu corregido (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sup>c</sup> (kg/cm <sup>2</sup> ) Presión de Preconsolidación	σ <sup>v</sup> Presión Efectiva (kg/cm <sup>2</sup> )	W %	Metodo	β	OCR por Metodos	OCR = σ <sup>c</sup> /σ <sup>v</sup>
P2	0,10 - 1,90	Arcilla arenosa café oscura	Arcilla café veteadada consistencia media	0.35	20	Bjerrum (1972)	2.077	0.727	2.945	0.180	29.7	Hansbo (1957)	7.475	14.534	16.364
						Morris y Williams (1994)	1.731	0.606				Larsson (1980)	5.263	10.234	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.030	0.360				Mayne y Mitchell (1988)	5.223	10.156	
	1,90 - 2,50	Arcilla café veteadada	Arcilla café veteadada consistencia media	0.85	20	Bjerrum (1972)	2.077	1.766	6.152	0.576	29.7	Hansbo (1957)	7.475	11.030	10.680
						Morris y Williams (1994)	1.731	1.472				Larsson (1980)	5.263	7.767	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.030	0.875				Mayne y Mitchell (1988)	5.223	7.708	
	2,50 - 3,40	Limo arcilloso café oscuro	Limo arcilloso café veteadado consistencia dura	0.62	13	Bjerrum (1972)	2.178	1.351	4.734	1.107	27.5	Hansbo (1957)	8.073	4.521	4.277
						Morris y Williams (1994)	1.738	1.077				Larsson (1980)	6.601	3.697	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.034	0.641				Mayne y Mitchell (1988)	6.423	3.597	
	3,40 - 4,20	Arcilla café oscura	Arcilla café consistencia dura	0.85	18	Bjerrum (1972)	2.102	1.787	6.152	1.791	29.0	Hansbo (1957)	7.655	3.633	3.435
						Morris y Williams (1994)	1.733	1.473				Larsson (1980)	5.587	2.651	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.031	0.876				Mayne y Mitchell (1988)	5.494	2.607	
	4,20 - 5,00	Arcilla café oscura	Arcilla café consistencia dura	0.89	19	Bjerrum (1972)	2.089	1.860	6.391	2.619	27.0	Hansbo (1957)	8.222	2.794	2.440
						Morris y Williams (1994)	1.732	1.542				Larsson (1980)	5.420	1.842	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.030	0.917				Mayne y Mitchell (1988)	5.353	1.819	
	5,00 - 5,90	Arcilla café oscura	Arena fina gris densidad media	0.78	16	Bjerrum (1972)	2.130	1.661	5.728	3.600	25.0	Hansbo (1957)	8.880	1.924	1.591
						Morris y Williams (1994)	1.735	1.353				Larsson (1980)	5.952	1.290	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.032	0.805				Mayne y Mitchell (1988)	5.814	1.260	

Fuente. Los Autores.

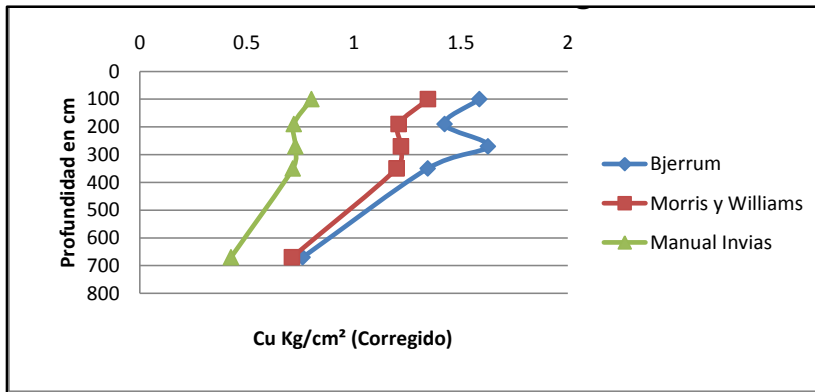


**Cuadro 28. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 10 No 93 – 43**

Perforación 1 Cu corregido			
Profundidad cm	Metodo Para Corregir Cu (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Bjerrum	Morris y Williams	Manual Invias
100	1.587	1.347	0.802
190	1.424	1.209	0.72
270	1.627	1.22	0.727
350	1.345	1.2	0.715
670	0.761	0.711	0.426

Fuente. Los Autores.

**Figura 19. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 10 No 93 – 43**



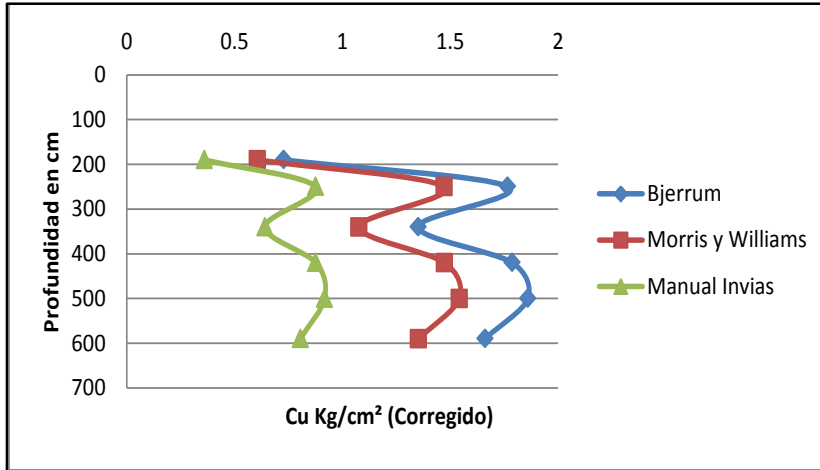
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 29. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 10 No 93 - 43**

Perforación 2 Cu corregido			
Profundidad cm	Metodo Para Corregir Cu (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Bjerrum	Morris y Williams	Manual Invias
190	0.727	0.606	0.36
250	1.766	1.472	0.875
340	1.351	1.077	0.641
420	1.787	1.473	0.876
500	1.86	1.542	0.917
590	1.661	1.353	0.805

Fuente. Los Autores.

**Figura 20. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 10 No 93 – 43**



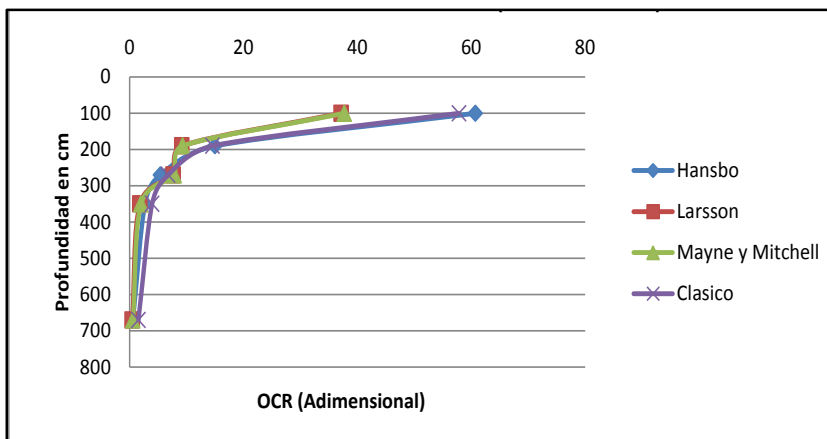
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 30. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 10 No 93 – 43**

Perforación 1 OCR				
Profundidad cm	Metodo			
	Hansbo	Larsson	Mayne y Mitchell	Clasico
100	60.732	37.164	37.703	57.86
190	14.988	9.172	9.305	14.545
270	5.383	7.632	7.819	6.765
350	2.682	1.784	1.992	3.931
670	0.565	0.443	0.566	1.523

Fuente. Los Autores.

**Figura 21. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 10 No 93 – 43**



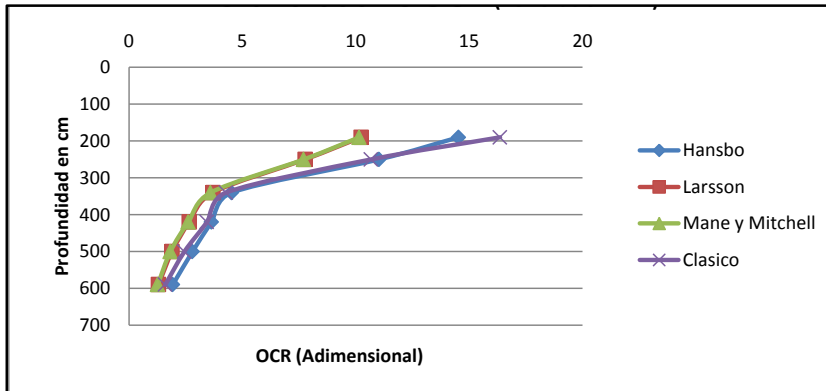
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 31. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 10 No 93 – 43**

Perforación 2 OCR				
Profundidad cm	Metodo			
	Hansbo	Larsson	Mayne y Mitchell	Clasico
190	14.534	10.234	10.156	16.364
250	11.03	7.767	7.708	10.68
340	4.521	3.697	3.597	4.277
420	3.633	2.651	2.607	3.435
500	2.794	1.892	1.819	2.44
590	1.924	1.29	1.26	1.591

Fuente. Los Autores.

**Figura 22. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 10 No 93 – 43**



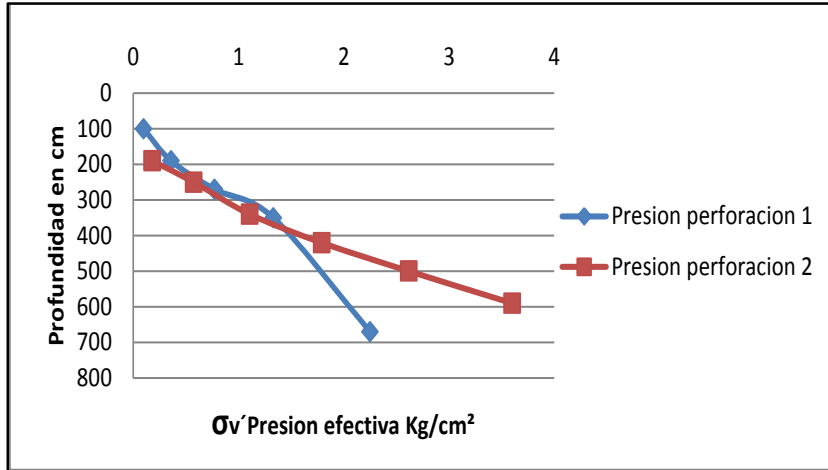
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 32. Datos para graficar Profundidad Vs  $\sigma_v'$  Presión efectiva de la Perforación Ensayo Carrera 10 No 93 – 43**

Perforación 1 $\sigma_v'$ Presión efectiva		Perforación 2 $\sigma_v'$ Presión efectiva	
Profundidad cm	$\sigma_v'$ Presión efectiva	Profundidad cm	$\sigma_v'$ Presión efectiva
100	0.099	190	0.18
190	0.36	250	0.576
270	0.774	340	1.107
350	1.332	420	1.791
670	2.25	500	2.619
		590	3.6

Fuente. Los Autores.

**Figura 23. Profundidad Vs  $\sigma_v'$  Presión efectiva Ensayo Carrera 10 No 93 – 43**



Fuente. Los Autores.

## 2.5 ENSAYO EN EL PROYECTO UBICADO EN LA Carrera 2 Este No 70A - 41

**Cuadro 33. Cálculos para Perforación No 1 Ubicada En La Carrera 2 Este No 70A - 41**

Perforación	Profundidad (m)	Material	Descripción Sv	Cu (kg/cm <sup>2</sup> ) de campo VST	Índice de plasticidad (%)	Metodo	λ	Cu corregido (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sup>c</sup> (kg/cm <sup>2</sup> ) Presión de Preconsolidación	σ <sup>v</sup> Presión Efectiva (kg/cm <sup>2</sup> )	W %	Metodo	β	OCR por Metodos	OCR = σ <sup>c</sup> /σ <sup>v</sup>
P1	1,50 - 1,90	Arcilla café oscura	Arcilla café oscura con gravas consistencia dura	1.17	38	Bjerrum (1972)	1.927	2.254	8.020	0.306	33.7	Hansbo (1957)	6.588	25.188	26.209
						Morris y Williams (1994)	1.715	2.006				Larsson (1980)	3.460	13.230	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.022	1.196				Mayne y Mitchell (1988)	3.838	14.675	
	1,90 - 3,30	Arcilla café oscura	Arcilla café oscura con gravas consistencia dura	1.17	38	Bjerrum (1972)	1.927	2.254	8.020	0.774	33.7	Hansbo (1957)	6.588	9.958	10.362
						Morris y Williams (1994)	1.715	2.006				Larsson (1980)	3.460	5.231	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.022	1.196				Mayne y Mitchell (1988)	3.838	5.802	
	3,30 - 3,80	Arcilla café oscura	Arcilla café con gravas y lentes de piedras consistencia muy dura	1.17	38	Bjerrum (1972)	1.927	2.254	8.020	1.413	33.7	Hansbo (1957)	6.588	5.455	5.676
						Morris y Williams (1994)	1.715	2.006				Larsson (1980)	3.460	2.865	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.022	1.196				Mayne y Mitchell (1988)	3.838	3.178	
	3,80 - 5,70	Arcilla café oscura	Arcilla café con gravas consistencia media	1.17	25	Bjerrum (1972)	2.025	2.369	8.020	2.268	23	Hansbo (1957)	9.652	4.979	3.536
						Morris y Williams (1994)	1.727	2.020				Larsson (1980)	4.598	2.372	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.028	1.202				Mayne y Mitchell (1988)	4.693	2.421	
	5,70 - 7,50	Arcilla café clara	Arcilla gris oscura consistencia muy dura	1.17	9	Bjerrum (1972)	2.265	2.650	8.020	3.456	21.4	Hansbo (1957)	10.374	3.512	2.321
						Morris y Williams (1994)	1.750	2.048				Larsson (1980)	7.722	2.614	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.037	1.213				Mayne y Mitchell (1988)	7.663	2.594	
	7,50 - 9,30	Arcilla café oscura	Arcilla gris oscura consistencia muy dura	1.17	14	Bjerrum (1972)	2.161	2.528	8.020	4.968	20.7	Hansbo (1957)	10.725	2.526	1.614
						Morris y Williams (1994)	1.750	2.048				Larsson (1980)	6.369	1.500	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.033	1.209				Mayne y Mitchell (1988)	6.198	1.460	
	9,30 - 11,00	Arcilla café oscura	Arcilla gris oscura consistencia muy dura	1.17	33	Bjerrum (1972)	1.960	2.293	8.020	6.795	34.1	Hansbo (1957)	6.510	1.121	1.180
						Morris y Williams (1994)	1.750	2.048				Larsson (1980)	3.824	0.658	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.024	1.198				Mayne y Mitchell (1988)	4.107	0.707	
	11,00 - 15,00	Arcilla café oscura	Arcilla gris oscura con lentes de piedras consistencia muy dura	1.17	21	Bjerrum (1972)	2.066	2.417	8.020	9.135	29.1	Hansbo (1957)	7.629	0.977	0.878
						Morris y Williams (1994)	1.750	2.048				Larsson (1980)	5.115	0.655	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.029	1.204				Mayne y Mitchell (1988)	5.102	0.653	

Fuente. Los Autores.

**Cuadro 34. Cálculos para Perforación No 2 Ubicada En La Carrera 2 Este No 70A - 41**

Perforación	Profundidad (m)	Material	Descripción Sv	Cu (kg/cm <sup>2</sup> ) de campo VST	Índice de plasticidad (%)	Metodo	$\lambda$	Cu corregido (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) Presión de Preconsolidación	$\sigma'_v$ Presión Efectiva (kg/cm <sup>2</sup> )	W %	Metodo	$\beta$	OCR por Metodos	OCR = $\sigma'_c/\sigma'_v$
P2	0,03 - 2,00	Arcilla café oscura	Arcilla café oscura con gravas consistencia dura	1.17	38	Bjerrum (1972)	1.927	2.2544927	8.020	0.183	33.7	Hansbo (1957)	6.588	42.186	43.896
						Morris y Williams (1994)	1.715	2.0061613				Larsson (1980)	3.460	22.159	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.022	1.1960444				Mayne y Mitchell (1988)	3.838	24.580	
	2,00 - 2,70	Arcilla café oscura	Arcilla café oscura con gravas consistencia dura	0.89	38	Bjerrum (1972)	1.927	1.714956	6.391	0.606	33.7	Hansbo (1957)	6.588	9.680	10.551
						Morris y Williams (1994)	1.715	1.5260543				Larsson (1980)	3.460	5.084	
						Manual normas de ensayo de materiales para carreteras (2012)	1.022	0.9098115				Mayne y Mitchell (1988)	3.838	5.640	

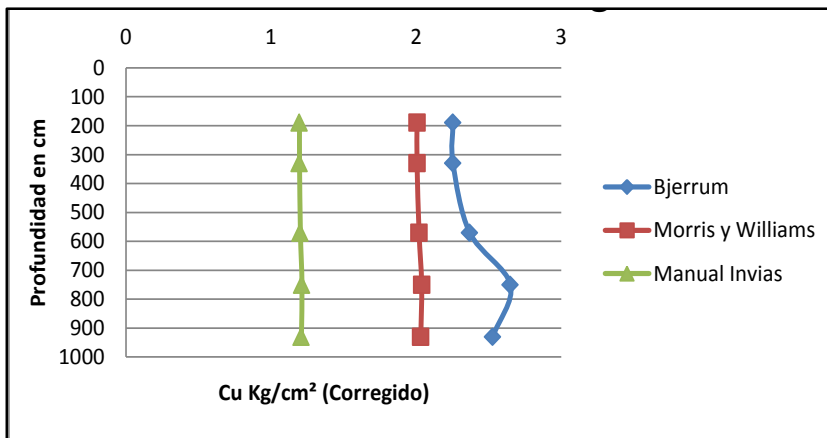
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 35. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 2 Este No 70A - 41**

Perforación 1 Cu corregido			
Profundidad cm	Metodo Para Corregir Cu (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Bjerrum	Morris y Williams	Manual Invias
190	2.254	2.006	1.196
330	2.254	2.006	1.196
570	2.369	2.02	1.202
750	2.65	2.038	1.213
930	2.528	2.032	1.209
1100	2.293	2.012	1.198
1500	2.417	2.024	1.204

Fuente. Los Autores.

**Figura 24. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41**



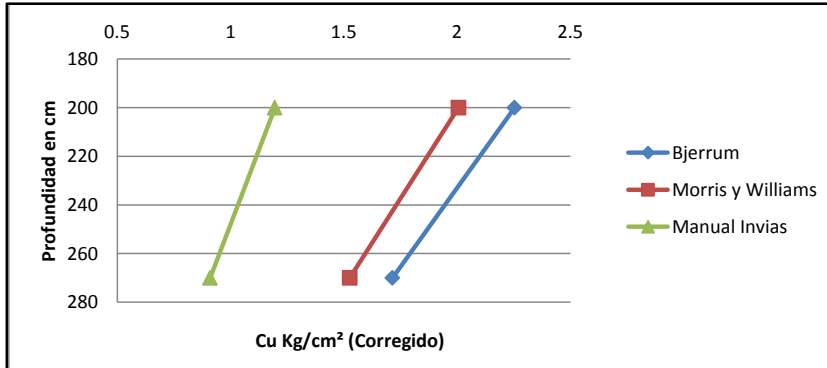
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 36. Datos para graficar Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41**

Perforación 2 Cu corregido			
Profundidad cm	Metodo Para Corregir Cu (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Bjerrum	Morris y Williams	Manual Invias
200	2.254	2.006	1.196
270	1.715	1.526	0.91

Fuente. Los Autores.

**Figura 25. Profundidad Vs Cu corregido de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41**



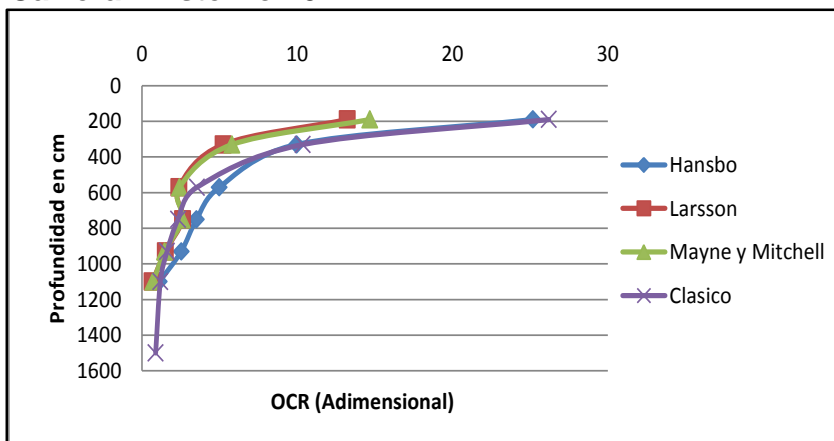
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 37. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41**

Perforación 1 OCR				
Profundidad cm	Metodo			
	Hansbo	Larsson	Mayne y Mitchell	Clasico
190	25.188	13.23	14.675	26.209
330	9.958	5.231	5.802	10.362
570	4.979	2.372	2.421	3.536
750	3.512	2.614	2.594	2.321
930	2.526	1.5	1.46	1.614
1100	1.121	0.658	0.707	1.18
1500	0.977	0.655	0.653	0.878

Fuente. Los Autores.

**Figura 26. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41**



Fuente. Los Autores.

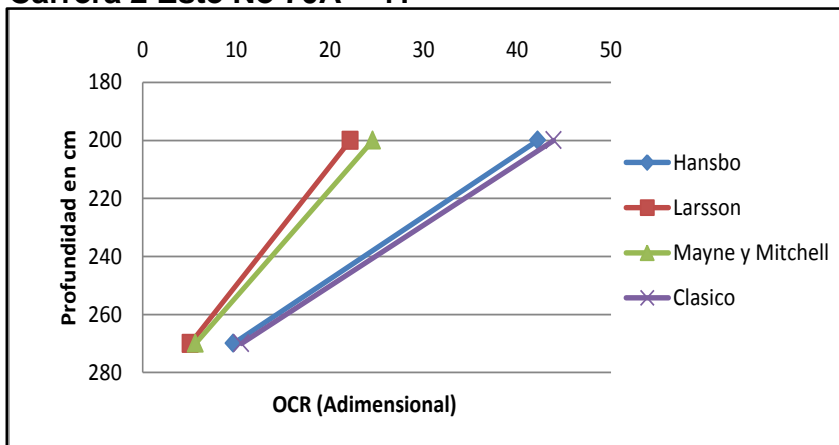


**Cuadro 38. Datos para graficar Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 2 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41**

Perforación 2 OCR				
Profundidad cm	Metodo			
	Hansbo	Larsson	Mayne y Mitchell	Clasico
200	42.186	22.159	24.58	43.896
270	9.68	5.084	5.64	10.551

Fuente. Los Autores.

**Figura 27. Profundidad Vs Sobreconsolidación de la Perforación No 1 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41**



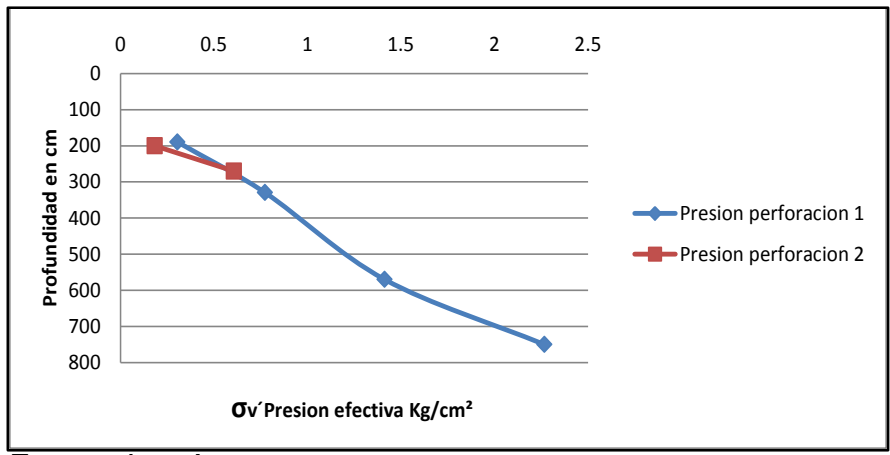
Fuente. Los Autores.

**Cuadro 39. Datos para graficar Profundidad Vs  $\sigma_v'$  Presión efectiva de la Perforación No 1 y 2 Ensayo Carrera 2 Este No 70A – 41**

Perforación 1 $\sigma_v'$ Presión efectiva		Perforación 2 $\sigma_v'$ Presión efectiva	
Profundidad cm	$\sigma_v'$ Presión efectiva	Profundidad cm	$\sigma_v'$ Presión efectiva
190	0.306	200	0.183
330	0.774	270	0.606
570	1.413		
750	2.268		
930	3.456		
1100	4.968		
1500	9.135		

Fuente. Los Autores.

**Figura 28. Profundidad Vs  $\sigma_v'$  Presión efectiva Ensayo Carrera 2 Este No 70A  
- 41**



Fuente. Los Autores.

### 3. CONCLUSIONES

- Dado el tipo de suelo arcilloso de los ensayos, se determina que el valor que arroja la correlación de la resistencia al corte ( $C_u$ ) por medio del factor de corrección  $\lambda$  tiene un rango de 0.36 - 1.213 kg/cm<sup>2</sup>.
- Al analizar los resultados obtenidos después de evaluar las ecuaciones por los diferentes métodos planteados, se pudo observar que el valor más aproximado al registrado en el estudio de suelos del ensayo de veleta (VST) realizado in situ, es el que arroja el método de las normas y especificaciones Invias (2012).
- Una vez evaluados los datos para hallar la tasa de sobreconsolidación por los diferentes autores relacionados en la tabla, se obtiene que la arcilla se encuentra sobreconsolidada ya que los valores arrojados son mayores a 1. Al evaluar el OCR de manera tradicional (Presión de preconsolidación/Presión efectiva), se observa que los valores obtenidos son mayores a 1, lo que confirma que está dentro del rango de arcillas sobreconsolidadas.
- La presión de preconsolidación de una arcilla teóricamente oscila entre 1-10 Kg/cm<sup>2</sup> y los valores obtenidos son 3.4 - 8.020 Kg/cm<sup>2</sup>, con un promedio de 6.22 Kg/cm<sup>2</sup>.

## BIBLIOGRAFÍA

ANGELONE, Silvia. Tipos de suelos [en línea]. Rosario: Universidad Nacional del Rosario [citado 30 marzo, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Tipos%20de%20suelos\\_2007.pdf](http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Tipos%20de%20suelos_2007.pdf)>

BLIGHT, G.E. (1969). Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Div. Pretoria: Foundation failures of four rockfill slopes, 1969. 980 p.

BRAJA M. Das. Principios de ingeniería de Cimentaciones. 4 ed. California: Thompson, 1999. 687 p.

CAPOTE ABREU, Jorge A. La Mecánica de Suelos y las Cimentaciones [en línea]. Cantabria: Universidad de Cantabria [citado 7 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://grupos.unican.es/gidai/web/asignaturas/CI/Cimentaciones.pdf>>.

CASSAN, Maurice. Los Ensayos "in situ" en la mecánica del suelo Barcelona: Técnicos Asociados, 1982. 487 p.

CONSTRUMATICA. Ensayo de Penetración Estándar [en línea]. Bogotá: La Empresa [citado 25 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [http://www.construmatica.com/construpedia/Ensayo\\_de\\_Penetraci%C3%B3n\\_Est%C3%A1ndar](http://www.construmatica.com/construpedia/Ensayo_de_Penetraci%C3%B3n_Est%C3%A1ndar)>.

DOCSETOOLS. Ingeniería Geotécnica [en línea]. Bogotá: La Empresa [citado 10 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [http://docsetools.com/articulos-utiles/article\\_105795.html](http://docsetools.com/articulos-utiles/article_105795.html)>.

GEODATOS. Sísmica de Refracción [en línea]. Santiago de Chile: La Empresa [citado 15 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://www.geodatos.cl/sismica.php>>.

GEONICA. Tomografía eléctrica [en línea]. Bogotá: La Empresa [citado 15 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://www.geonica.com/prod/140/222/Equipos-GEOFISICA-/Tomografia-Electrica-Multielectrodo/>>.

GEONIVAL. Descripción del ensayo DPSH [en línea]. Bogotá: La Empresa [citado 15 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [http://www.geonival.com/es/penetracio\\_dinamica.htm](http://www.geonival.com/es/penetracio_dinamica.htm)>.

GOOGLE EARTH. Zona Oriental de Bogotá [en línea]. Bogotá: Google Earth [citado 15 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <https://www.google.com/maps/place/CERROS+ORIENTALES/@4.6407595,-74.0576768,741m/data=!3m2!1e3!4b1!4m2!3m1!1s0x8e3f9a3c2330f435:0x90b79be640b57c62>>.

HERRERA HERBERT, Juan y CASTILLA GÓMEZ, Jorge. Utilización de técnicas de sondeos en estudios geotécnicos [en línea]. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid [citado 25 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [http://oa.upm.es/10517/1/20120316\\_Utilizacion-tecnicas-sondeos-geotecnicos.pdf](http://oa.upm.es/10517/1/20120316_Utilizacion-tecnicas-sondeos-geotecnicos.pdf)>.

IBÁÑEZ, Juan José. Historia de la Ciencia del Suelo. 2ª parte El nacimiento de la moderna Edafología (Salvador González Carcedo) [en línea]. Madrid: Madrimasd [citado 7 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://www.madrimasd.org/blogs/universo/2007/04/27/64513>>.

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS Y CERTIFICACIÓN. Compendio tesis y otros trabajos de grado. NTC 1486. Sexta Actualización. Bogotá: ICONTEC, 2008. 36 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Ensayo de corte sobre suelos cohesivos en el terreno usando la veleta Norma INVE -170 [en línea]. Bogotá: INVÍAS [citado 5 marzo, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [ftp://ftp.ucauca.edu.co/Facultades/FIC/IngCivil/Especificaciones\\_Normas\\_INV-07/Normas/Norma%20INV%20E-170-07.pdf](ftp://ftp.ucauca.edu.co/Facultades/FIC/IngCivil/Especificaciones_Normas_INV-07/Normas/Norma%20INV%20E-170-07.pdf)>.

OSORIO, Santiago. Apuntes de Geotecnia con Énfasis en Laderas [en línea]. Bogotá: Blogspot [citado 10 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://geotecnia-sor.blogspot.com/2012/10/historia-de-la-geotecnia-contribuciones.html>>

SAINZ PASCUAL, Jorge. Estudio geotécnico [en línea]. Barcelona: Grupo Inzamac [citado 15 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://www.forcal.es/pdf/cursogeotecnia.pdf>>

SCHNEID, Fernando. Geo-Characterisation and properties of natural soils by in situ tests. Ground Engineering. Osaka: Millpress, 2005. 236 p.

SKEMPTON, A.W. Stándar Penetration Test Procedures And The Effect In Sands Of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging And Overconsolidation. En: Geotechnique. Junio – julio, 1986. vol. 36, no. 3.

SUAREZ DÍAZ, Jaime. Estabilidad de Taludes [en línea]. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander [citado 7 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [http://ocw.uis.edu.co/ingenieria-civil/estabilidad-de-taludes/clase3/3\\_esfuerzo\\_y\\_resistencia\\_al\\_cortante.pdf](http://ocw.uis.edu.co/ingenieria-civil/estabilidad-de-taludes/clase3/3_esfuerzo_y_resistencia_al_cortante.pdf)>.

UNIVERSIDAD DE CHILE. Cohesión [en línea]. Santiago de Chile: Universidad de Chile [citado 30 marzo, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [http://mazinger.sisib.uchile.cl/repositorio/lb/ciencias\\_agronicas/villar04/parte02/02.html](http://mazinger.sisib.uchile.cl/repositorio/lb/ciencias_agronicas/villar04/parte02/02.html)>.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE EDUCACIÓN A DISTANCIA. Mecánica de suelos y cimentaciones [en línea]. Madrid: La Universidad [citado 20 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: [http://www.uned.es/dpto-zcf/mecanica\\_del\\_suelo\\_y\\_cimentaciones/images/mecansueloycimentacionescap\\_4.Pdf](http://www.uned.es/dpto-zcf/mecanica_del_suelo_y_cimentaciones/images/mecansueloycimentacionescap_4.Pdf)>.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUNYA. Cálculo de asientos mediante ensayos “in situ” [em línea]. Cataluña: La Universidad [citado 15 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <https://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/6415/5/04.pdf>>.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUNYA. Suelos [en línea]. Catalunya [citado 25 febrero, 2015]. Disponible en Internet: <URL: <https://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/3363/6/36067-6.pdf>>.