

**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL**

**TÍTULO:**

“Comparación de dos metodologías de caracterización de suelos:  
Resultados de ensayos de laboratorio versus registros de ensayo de  
penetración de cono.”

**AUTOR:**

**CORONEL JONES, MARCO XAVIER**

**TUTOR:**

**ING. LUQUE RIVAS, CLAUDIO**

**Guayaquil, Ecuador**

**2013**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL**

## **CERTIFICACIÓN**

Certificamos que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por **Marco Xavier Coronel Jones**, como requerimiento parcial para la obtención del Título de Ingeniero Civil.

**TUTOR**

---

**Ing. Claudio Luque Rivas**

**REVISOR 1**

---

**Ing. Oswaldo Ripalda**

**REVISOR 2**

---

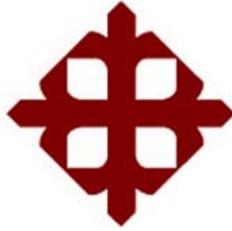
**Dra. Estela Ampuero**

**DIRECTOR DE LA CARRERA**

---

**Ing. Mario Dueñas**

**Guayaquil, a los 26 días del mes de Julio del año 2013**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL**

## **DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD**

Yo, **Marco Xavier Coronel Jones**

### **DECLARO QUE:**

El Trabajo de Titulación “Comparación de dos metodologías de caracterización de suelos: Resultados de ensayos de laboratorio versus registros de ensayo de penetración de cono.” previa a la obtención del Título **de Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del Trabajo de Titulación referido.

**Guayaquil, a los 26 días del mes de Julio del año 2013**

---

**Marco Xavier Coronel Jones**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
Ingeniería Civil**

## **AUTORIZACIÓN**

Yo, **Marco Xavier Coronel Jones**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: “Comparación de dos metodologías de caracterización de suelos: Resultados de ensayos de laboratorio versus registros de ensayo de penetración de cono.”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

**Guayaquil, a los 26 días del mes de Julio del año 2013**

---

**Marco Xavier Coronel Jones**

## **AGRADECIMIENTO:**

**Quiero expresar mi más profundo y sincero agradecimiento al Ing. Claudio Luque Rivas y a la empresa consultora NYLIC, ya que sin su colaboración, la realización de este documento no hubiera sido posible.**

## **DEDICATORIA:**

**A cada uno de los miembros de mi familia, especialmente a mis padres, quienes supieron estar a mi lado y apoyarme en cada etapa de formación.**

# TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

---

Ing. Claudio Luque Rivas  
PROFESOR GUÍA Ó TUTOR

---

Ing. Oswaldo Ripalda  
PROFESOR DELEGADO



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**CALIFICACIÓN**

---

**Ing. Claudio Luque Rivas  
PROFESOR TUTOR**

## CONTENIDO

1.0	INTRODUCCIÓN .....	1
1.1	Antecedentes .....	1
1.2	Objetivo.....	1
1.3	Alcance .....	1
2.0	DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE PERCUSIÓN Y LAVADO .....	2
2.1	Extracción de muestras inalteradas con tubo de pared delgada (Tubo Shelby).....	4
2.2	Ensayo de Penetración Estándar SPT, muestras alteradas.....	5
2.3	Ensayos de resistencia al corte realizados en laboratorio y en campo .	8
2.3.1	Veleta de Campo .....	8
2.3.2	Torvane .....	10
2.3.3	Penetrómetro.....	11
2.3.4	Compresión no confinada.....	12
2.3.5	Consolidación.....	14
3.0	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO .....	15
3.1	Generalidades .....	15
3.2	Objetivos del CPT .....	17
3.3	Procedimiento de la prueba.....	17
3.4	Efectos de la presión de poros .....	19
3.5	Interpretación de resultados de la Prueba .....	20
3.6	Métodos de clasificación e identificación de tipo de suelo.....	21
3.7	Principales correlaciones a partir de resultados de CPT.....	31
3.7.1	N60 equivalente .....	31
3.7.2	Peso específico del suelo.....	33

3.7.3	Resistencia al corte no drenada ( $S_u$ ).....	34
3.7.4	Sensitividad del suelo .....	35
3.7.5	Relación de resistencia al corte no drenada con el esfuerzo efectivo35	
3.7.6	Historia de esfuerzos y relación de sobreconsolidación .....	37
3.7.7	Ángulo de fricción .....	38
3.7.8	Densidad Relativa ( $D_r$ ).....	39
3.7.9	Rigidez y Módulo de Young .....	41
4.0	Resultados de Ensayos en campo y laboratorio a partir del método tradicional.....	42
4.1	Sitio 1 .....	43
4.1.1	Resumen de Ensayos.....	43
4.1.2	Diagrama de Esfuerzos .....	45
4.2	Sitio 2 .....	45
4.2.1	Resumen de Ensayos.....	46
4.2.2	Diagrama de Esfuerzos .....	48
4.3	Sitio 3 .....	49
4.3.1	Resumen de Ensayos.....	49
4.3.2	Diagrama de Esfuerzos .....	51
5.0	Resultados del Ensayo CPT .....	52
5.1	Correlaciones utilizadas .....	54
5.2	Sitio 1 .....	55
5.3	Sitio 2 .....	57
5.4	Sitio 3 .....	59
6.0	Comparación y análisis de resultados de ambos métodos.....	61

6.1	Identificación de tipo de suelo .....	61
6.2	Resistencia no drenada $S_u$ .....	67
6.3	Esfuerzo de preconsolidación .....	71
6.4	Valores de $N_{60}$ .....	75
6.5	Estratigrafía y Peso específico .....	79
7.0	Conclusiones .....	83
8.0	Referencias .....	85
9.0	ANEXO A – Resultados de ensayos de compresión simple, consolidación y veleta de campo.....	86
10.0	ANEXO B – FOTOS .....	121

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ruta de esfuerzo hipotética durante el muestreo y preparación de la muestra para arcillas normalmente consolidadas (Ladd y Lambe 1963, Baligh et al. 1987).....	2
Figura 2: Proceso de lavado .....	3
Figura 3: Tubo Shelby sellado con parafina después de su extracción. ....	5
Figura 4: Esquema de funcionamiento de ensayo SPT .....	5
Figura 5: Medición de las aspas de la veleta utilizada en la prueba. ....	9
Figura 6: Disposición de las aspas en la veleta.....	9
Figura 7: Prueba con torvane en el extremo de un tubo Shelby después de la extracción de la muestra. ....	10
Figura 8: Prueba con penetrómetro en el extremo de un tubo Shelby después de la extracción de la muestra.....	11
Figura 9: Representación gráfica del criterio de falla de Mohr-Coulomb .....	12
Figura 10: Representación gráfica del criterio de falla de Mohr-Coulomb cuando $\Phi=0$ y el esfuerzo inicial es 0.....	13
Figura 11: Moldeo del espécimen y equipo utilizado para la prueba de compresión simple.....	13
Figura 12: Equipo utilizado para el ensayo de consolidación y deformímetro en el que se hacen las lecturas de cambios de altura. ....	14
Figura 13: Partes principales del cono utilizado para un ensayo CPT .....	15
Figura 14: Equipo Pagani TG-13 utilizado para los ensayos .....	16
Figura 15: Ejemplo de ensayo de disipación para determinar $t_{50}$ .....	18
Figura 16: Efectos de áreas desiguales en la punta del cono y el manguito de fricción. ....	19
Figura 17: Cuadro para identificación de tipo de suelo (Begemann, 1965).....	22
Figura 18: Cuadro propuesto por Sanglerat, 1974.....	23
Figura 19: Identificación de tipo de suelo - Douglas y Olsen (1981).....	24
Figura 20: Cuadro de identificación de tipo de suelo propuesto por Eslami y Fellenius (1997) .....	25

Figura 21: Diagrama de comportamiento de los tipos de suelo para CPT (SBT)	27
Figura 22: Diagrama normalizado de comportamiento de los tipos de suelo (SBT <sub>N</sub> )	28
Figura 23: Diagrama normalizado de comportamiento de los tipos de suelo (SBT <sub>N</sub> ) $Q_t$ - $F_r$ y $Q_t$ - $B_q$ (Robertson, 1990)	29
Figura 24: Correlaciones CPT-SPT con el tamaño de las partículas	31
Figura 25: Peso específico del suelo adimensional, $\gamma/\gamma_w$ basado en CPT	33
Figura 26: Relación entre la razón de sobre-consolidación, el ángulo de fricción y la resistencia del suelo al corte en arcillas (Wroth & Holsby, 1985)	36
Figura 27: Ángulo de fricción, $\phi'$ , a partir de CPT para arenas con cuarzo, no cementadas, no envejecidas, limpias (Mayne, 2006)	39
Figura 28: Evaluación del módulo de Young drenado a partir de CPT para arenas de sílice jóvenes y no cementadas, $E=\alpha_E(q_t-\sigma_{vo})$	41

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factores de corrección para encontrar $N_{60}$ (Skempton, 31) .....	6
Tabla 2: Compacidad de arenas según el número de golpes. (Terzaghi y Peck 1955).....	7
Tabla 3: Resistencia de suelos cohesivos según el número de golpes. (Terzaghi y Peck 1955).....	7
Tabla 4: Tabla Aplicabilidad percibida del CPTu para determinar los parámetros del suelo.(Robertson 2010).....	20
Tabla 5: Tipo de suelo en función de la relación de fricción (Begemann,1965)	21
Tabla 6: Comportamientos de tipos de suelo en función de la relación de fricción (Vos, 1982).....	25
Tabla 7: Relaciones sugeridas de $(q_c/p_a)/N_{60}$ (Robertson et al., 1983).....	32

## **1.0 INTRODUCCIÓN**

### **1.1 Antecedentes**

En el análisis de problemas geotécnicos, una de las actividades más relevantes es definir las características del sitio de estudio.

En la práctica tradicional esto se realiza a través de los siguientes procesos: ejecución de sondeos, obtención de muestras y/o ensayos de campo, los ensayos de laboratorio de clasificación, resistencia y compresibilidad. Luego, se analizan e interpretan resultados, se definen secuencias estratigráficas y parámetros de suelo relevantes al estudio en particular.

Por otro lado, desde su desarrollo, en 1932, y mayor desarrollo en los años 60 se comenzó a aplicar una prueba de resistencia a la penetración, con medición continua, de un instrumento cilíndrico con su extremo de forma cónica denominado Ensayo de Penetración de Cono y en inglés Cone Penetration Test (CPT). A la fecha se han incorporado numerosos datos de distintos proyectos y se han propuesto y/o modificado correlaciones de sus mediciones básicas, resistencia por punta, resistencia por fuste y presión intersticial, con distintos parámetros de mecánica de suelos.

En este trabajo se analizarán los resultados de ambos métodos en tres sitios en los que se han realizado, tanto la perforación tradicional, como el ensayo de penetración de cono.

### **1.2 Objetivo**

Contribuir a la interpretación y/o validación de las relaciones empíricas obtenidas a través de los resultados de prueba del cono para la zona de Guayaquil.

### **1.3 Alcance**

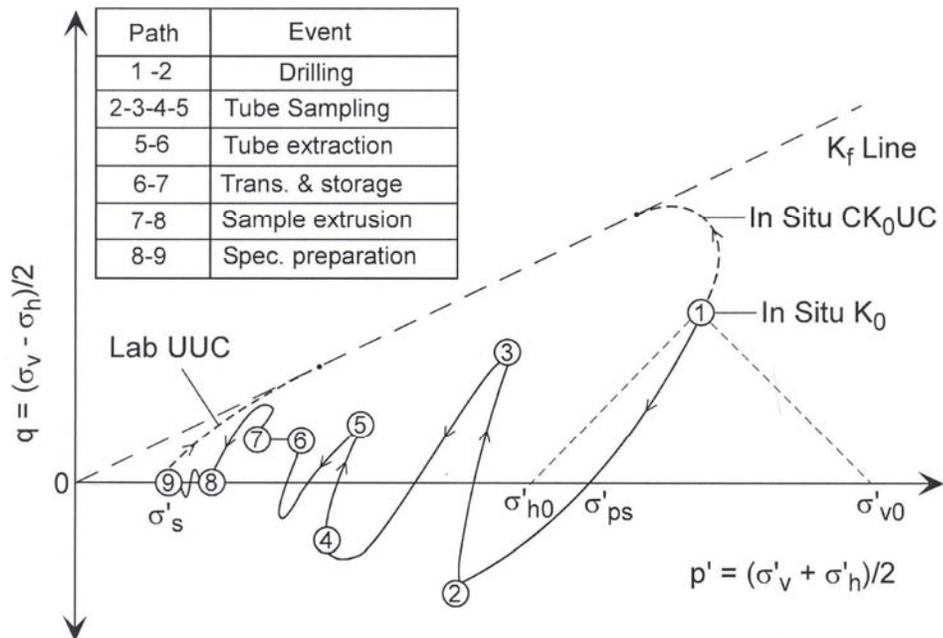
Para lograr los objetivos propuestos se realizará lo siguiente:

- En sitios en los que se haya ejecutado una investigación a través de ensayo CPT, se realizará un sondeo adyacente con toma de muestras. En las tres investigaciones se definirán parámetros y se los evaluará.

## 2.0 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE PERCUSIÓN Y LAVADO

Mediante este método se obtienen dos tipos de muestras: “inalteradas”, en suelos cohesivos, y alteradas en suelos granulares o suelos cohesivos firmes. Para suelos cohesivos se debe tener en cuenta que al retirar la muestra de sus condiciones naturales, ésta sufre algún tipo de remoldeo o alteración, sin embargo, representa de manera eficiente las condiciones del suelo in-situ. Este es el método más utilizado en Guayaquil.

En la siguiente figura, en un diagrama p-q, se puede apreciar la variación de esfuerzos que sufre una arcilla normalmente consolidada desde la perforación hasta que se hace la prueba de laboratorio.



**Figura 1: Ruta de esfuerzo hipotética durante el muestreo y preparación de la muestra para arcillas normalmente consolidadas (Ladd y Lambe 1963, Baligh et al. 1987)**

El proceso consiste en avanzar en el sondeo perforando con una columna de tubos cuya parte inferior tiene un trépano en forma de punta, con orificios que permiten la salida del fluido de perforación.

El agua se inyecta a presión durante el proceso de perforación, una vez hincado el tubo. La acción combinada de percusión y lavado permite cortar el material y el suelo en el fondo del pozo se suspende, luego sale al exterior

y se puede ser recogida en un recipiente para su posterior análisis visual. La perforación hasta la profundidad de muestreo genera una liberación de esfuerzos y reduce la presión vertical total (tramo 1-2 en la Figura 1). Este método puede ser utilizado en arenas no muy cementadas con pocas y pequeñas gravas y en suelos cohesivos debajo del nivel freático. Este procedimiento es complementado generalmente por un muestreo con un tubo Shelby (para suelos cohesivos) o cuchara partida (arenas). Se toman muestras cada metro, cada 1.5 metros o cuando se aprecie un cambio de material (se percibe en el color del agua). Cuando se comienza a hincar el tubo en suelos cohesivos, el suelo experimenta esfuerzos de corte en compresión triaxial (tramo 2-3 en Figura 1), seguido de esfuerzos de corte en tensión triaxial a medida que se hinca el tubo (tramo 3-4 en Figura 1) y después compresión triaxial (tramo 4-5 en figura 1). La magnitud de la deformación axial máxima en compresión y tensión aumenta con el espesor de la pared del tubo.



**Figura 2: Proceso de lavado**

## **2.1 Extracción de muestras inalteradas con tubo de pared delgada (Tubo Shelby)**

Luego de llegar a la profundidad requerida, e hincar a presión el tubo de paredes delgadas en suelos cohesivos blandos, este es extraído con la muestra. La arcilla intacta justo debajo de la parte inferior del tubo resiste la remoción de la muestra en el tubo, debido a, tanto su fuerza como a la succión creada por el vacío al retirar el tubo con la muestra (tramo 5-6 en la figura 1). Sin embargo, cuando se ejecuta este método cuidadosamente, siguiendo las especificaciones, las muestras son consideradas “inalteradas” y se las utiliza para realizar ensayos de laboratorio: ensayo de consolidación, pruebas triaxial, compresión simple, etc.

La poca alteración se debe al gran diámetro del tubo comparado con el espesor de su pared, 10 cm a 1.5 mm, siendo la parte menos alterada la del núcleo de la muestra.

Después de extraer la muestra, se limpia el fondo del pozo para evitar que sedimentos se introduzcan en el muestreador y disminuya el porcentaje de recuperación de la muestra.

El transporte y almacenamiento de la muestra también genera alteración en los esfuerzos de la muestra. La disminución de esfuerzo efectivo se produce únicamente en la porción central del tubo. La arcilla más perturbada cercana al borde del tubo se consolida, lo que causa una expansión de la parte interior (tramo 6-7 de la figura 1)

La extracción de la muestra puede causar perturbaciones en la misma debido a la fricción entre el suelo y las paredes del tubo (tramo 7-8 en la figura 1). Por último el espécimen que se utiliza en una prueba puede sufrir una disminución de esfuerzos debido a la pérdida de confinamiento del tubo en el cual fue extraída. Por otro lado podría aumentar su resistencia si se pierde mucha humedad hasta el momento del ensayo (tramo 8-9 en la figura 1).

La calidad e inalterabilidad de las muestras depende de:

- Método para introducir el tubo Shelby (debe ser a presión no por golpes)

- Fricción en la cara interna del tubo.
- Manipuleo e impermeabilización de la muestra.
- Transporte y almacenaje hasta el momento del ensayo.

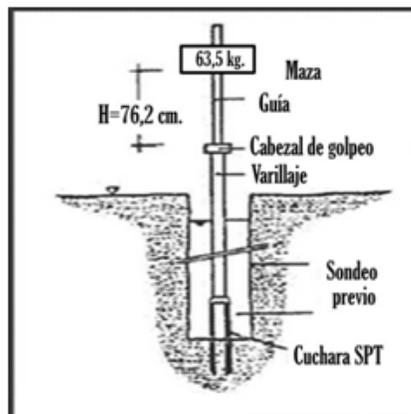


**Figura 3: Tubo Shelby sellado con parafina después de su extracción.**

## 2.2 Ensayo de Penetración Estándar SPT, muestras alteradas.

En suelos arenosos, esta prueba permite conocer la compacidad de los estratos y en suelos cohesivos firmes, a través de correlaciones, puede indicar un orden de la magnitud de la resistencia al corte.

La cuchara partida se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en dejarlo caer desde una altura de 76.2 cm (30 pg), con un peso de 63.5 kg (140 lb), contando el número de golpes necesarios para penetrar 30cms (1 pie).



**Figura 4: Esquema de funcionamiento de ensayo SPT**

De esta manera se obtienen muestras alteradas pero representativas del suelo. La resistencia a la penetración estándar es expresada por el número de golpes N, necesarios para penetrar los 30 cm.

El número de golpes N corrige por:

- Energía aplicada
- Profundidad
- Capa de agua, diámetro de perforación, peso de barras, etc.

Primero se obtiene el  $N_{60}$ , valor que asume que solo se obtuvo una eficiencia del 60% de la energía nominal durante el ensayo. En este trabajo se hicieron las siguientes correcciones.

$$N_{60} = CE * CB * CR * CS$$

Donde:

Factor	Equipment Variables	Correction	
		Term	Value
Energy ratio	Safety hammer	$C_{ER}$	0.9
	Donut hammer		0.75
Borehole diameter	65 to 115 mm (2.5 to 4.5 in)	$C_B$	1.0
	150 mm (6 in)		1.05
	200 mm (8 in)		1.15
Sampling method	Standard sampler	$C_S$	1.0
	Sampler without liner		1.2
Rod length	>10 m (>30 ft)	$C_R$	1.0
	6 to 10 m (20 to 30 ft)		0.95
	4 to 6 m (13 to 20 ft)		0.85
	3 to 4 m (10 to 13 ft)		0.75

**Tabla 1: Factores de corrección para encontrar  $N_{60}$  (Skempton, 31)**

Para un suelo uniforme, la resistencia a la penetración varía con la presión efectiva del suelo, es decir, con su profundidad. Por esto se debe hacer una nueva corrección y se obtiene el valor de  $N_{1,60}$ , que es el menor entre (Liao y Whitman, 1986):

$$N_{1,60} = N_{60} * \sqrt{\frac{10}{\sigma'_{vo}}} \quad \text{ó} \quad N_{1,60} = 1.6 N_{60}$$

La utilidad e importancia del ensayo SPT radica en las correlaciones que se han determinado en laboratorios para obtener, a partir del número de golpes, compacidad y ángulo de fricción para arenas y resistencia a la compresión simple  $q_u$  para suelos cohesivos. En suelos cohesivos no es muy confiable y se recomienda obtener muestras inalteradas para ensayos en laboratorio.

### **COMPACIDAD RELATIVA DE LA ARENA**

Número de Golpes del SPT	Compacidad Relativa
0 – 4	Muy Suelta
5 – 10	Suelta
11 – 20	Firme
21 – 30	Muy Firme
31 – 50	Densa
Más de 50	Muy Densa

**Tabla 2: Compacidad de arenas según el número de golpes. (Terzaghi y Peck 1955)**

### **RESISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS**

Nº de Golpes del SPT	Consistencia	Resistencia a la Compresión Simple en (Kg/cm <sup>2</sup> )
< 2	Muy Blanda	< 0.25
2 – 4	Blanda	0.25 – 0.50
4 – 8	Media	0.50 – 1.00
8 – 15	Firme	1.00 – 2.00
15 – 30	Muy Firme	2.00 – 4.00
> 30	Dura	< 4.00

**Tabla 3: Resistencia de suelos cohesivos según el número de golpes. (Terzaghi y Peck 1955)**

## 2.3 Ensayos de resistencia al corte realizados en laboratorio y en campo

### 2.3.1 Veleta de Campo

La veleta es un instrumento utilizado para determinar la resistencia al corte no drenado. Como es aplicada directamente en el campo, obviando la extracción de muestras, proporciona información muy confiable.

Tiene como ventajas que el equipo y el ensayo son muy sencillos y hay mucha experiencia con su uso. Las desventajas son que su uso se limita a arcillas y limos con  $S_u < 200 \text{ kPa}$ , es lento y requiere mucho tiempo, se utilizan correlaciones empíricas y el resultado puede ser afectado por lentes de arena.

Este ensayo es muy bueno para suelos compuestos de arcillas y limos saturados como en la mayoría de los depósitos de suelo de Guayaquil.

En el extremo inferior de la veleta hay cuatro aspas que sobresalen de una barra de acero cilíndrica. Después de hincar la veleta en el suelo, se la hace girar aplicando un par de torsiones en el extremo libre de la varilla.

Generalmente se realizan dos tipos de ensayos: Primero se gira primero la veleta para determinar el parámetro de resistencia al corte sin perturbación y a continuación se mide la resistencia remoldeada haciendo girar nuevamente la veleta.

Para la veleta que se utilizó se debe obtener primero un valor de corrección  $\mu_v$ .

$$\mu_v = 1.05 - (0.045 + \sqrt{IP})$$

La lectura del torque de ensayo se la obtiene en lb-pg, y es multiplicada por el valor de corrección.

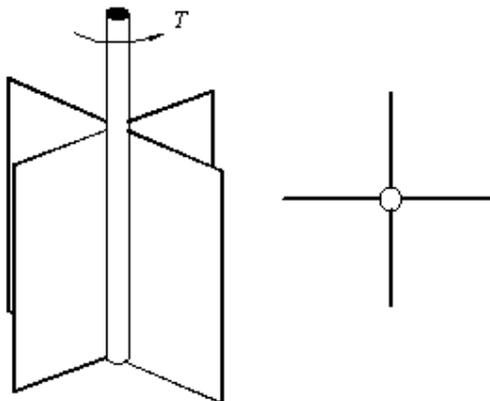
$$T_{corr} = T * \mu_v$$

Luego se encuentra la resistencia al corte no drenada con la siguiente expresión:

$$S_u = \frac{6 * T_{corr}}{7\pi D^3}$$



**Figura 5: Medición de las aspas de la veleta utilizada en la prueba.**



**Figura 6: Disposición de las aspas en la veleta.**

### 2.3.2 Torvane

El Torvane es un dispositivo de corte de mano, sirve para determinar rápidamente la resistencia al corte en suelos cohesivos ya sea en laboratorio o campo. Este ensayo proporciona valores repetibles en una arcilla homogénea, numerosas pruebas de laboratorio verifican su concordancia con los resultados de la prueba veleta de campo.

Principales usos de Torvane en el campo:

- A los lados de una excavación
- Extremos de las muestras del tubo Shelby
- Las muestras de penetración estándar
- En las muestras de cuchara partida.

En este trabajo las pruebas con Torvane fueron aplicadas en los extremos de las muestras extraídas con los tubos Shelby inmediatamente después de su extracción.

El resultado del Torvane es directo y viene expresado en  $\text{kg/cm}^2$ .



**Figura 7: Prueba con torvane en el extremo de un tubo Shelby después de la extracción de la muestra.**

### 2.3.3 Penetrómetro

El penetrómetro de bolsillo, sirve para medir la resistencia a la penetración en las capas superiores del suelo, o de muestras en el campo o en el laboratorio. En este caso las mediciones se las realizan en campo, inmediatamente extraída la muestra con el tubo Shelby.

Se determina el esfuerzo de compresión no confinado y la lectura es en  $\text{kg/cm}^2$ . Luego se divide para dos para obtener la resistencia al corte, esto debido al mismo concepto con el que se encuentra la resistencia al corte a partir de una prueba de compresión simple explicada a continuación.



***Figura 8: Prueba con penetrómetro en el extremo de un tubo Shelby después de la extracción de la muestra.***

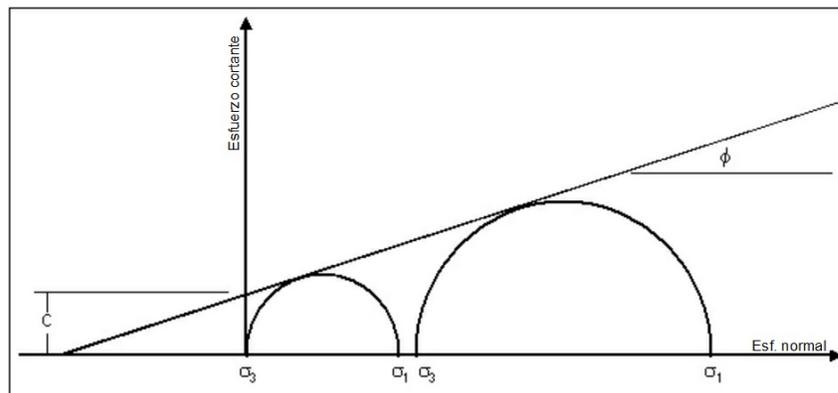
### 2.3.4 Compresión no confinada

Se llama compresión simple o no confinada, ya que solo la presión atmosférica rodea a la muestra.

El ensayo de compresión simple tiene numerosas aplicaciones. La más importante es que mediante esta prueba se puede determinar la resistencia al corte de una arcilla.

Como se explica en la teoría de Mohr-Coulomb, el corte de un material se produce para una combinación de esfuerzos normales y esfuerzos de corte. A mayor compresión, mayor esfuerzo de corte necesario para llegar a la falla. Este criterio se representa por una línea envolvente cuya relación se expresa como:

$$\tau = \sigma \tan(\phi) + c$$



**Figura 9: Representación gráfica del criterio de falla de Mohr-Coulomb**

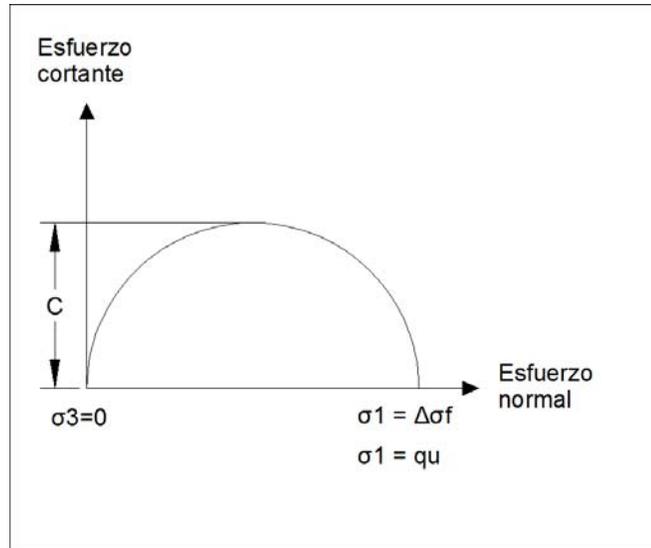
Si se supone que la muestra de suelo está formada únicamente por suelo cohesivo el ángulo de fricción  $\phi=0$ . En esta prueba se aplica un esfuerzo axial  $\Delta\sigma$  al espécimen para generar la falla y el esfuerzo axial inicial  $\sigma_3$  es igual a cero.

Esfuerzo total principal mayor =  $\Delta\sigma = q_u$

Esfuerzo total principal menor = 0

Al esfuerzo axial en la falla  $q_u$ , se le denomina resistencia a compresión simple. La resistencia al corte de arcillas saturadas bajo esta condición ( $\phi = 0$ ), de la ecuación anterior es:

$$\tau = c = \frac{q_u}{2}$$



**Figura 10: Representación gráfica del criterio de falla de Mohr-Coulomb cuando  $\phi=0$  y el esfuerzo inicial es 0.**



**Figura 11: Moldeo del espécimen y equipo utilizado para la prueba de compresión simple.**

### 2.3.5 Consolidación

Mediante este ensayo de laboratorio se pretende determinar:

- El comportamiento del suelo frente a la aplicación de cargas.
- Predecir la magnitud de los asentamientos y su evolución en el tiempo.
- El coeficiente de permeabilidad vertical.

La muestra está confinada lateralmente y totalmente saturada. En la prueba se aplica una serie de incrementos de carga axial, debido a los cuales el agua tiende a salir de la muestra a través de las piedras porosas colocadas en sus caras.

El cambio de altura se mide a través de los deformímetros colocados en la parte superior. Por cada incremento de carga aplicada, se miden los asentamientos usando intervalos de tiempo apropiados para efectuar las mediciones. Con estos datos se obtiene la curva de consolidación, dibujando las lecturas del deformímetro como ordenadas y los tiempos como abscisas, en escala logarítmica.

De las curvas y datos registrados en el laboratorio se obtienen los coeficientes de compresibilidad, de variación volumétrica, de consolidación y el coeficiente de permeabilidad.



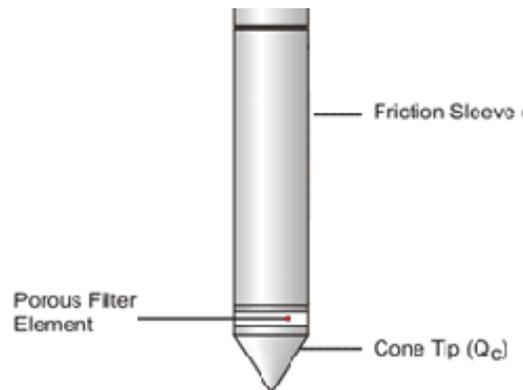
**Figura 12: Equipo utilizado para el ensayo de consolidación y deformímetro en el que se hacen las lecturas de cambios de altura.**

### 3.0 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO

#### 3.1 Generalidades

El ensayo de Penetración de Cono consiste en hincar en el suelo verticalmente un dispositivo cilíndrico, cuya punta tiene forma de cono, a una velocidad de 2 cm/seg. En este ensayo se registran la resistencia a la penetración de la punta y la resistencia por fuste medida en una manga de fricción que se encuentra detrás del cono.

La fuerza total actuando sobre el cono es dividida para el área proyectada del cono, de ahí obtenemos la resistencia por punta  $q_c$ . La fuerza total actuando en la manga de fricción es dividida para el área de su superficie, de ahí se obtiene la resistencia por fuste  $f_s$ . La presión de poros es medida por un sensor que generalmente se encuentra ubicado detrás del cono.



**Figura 13: Partes principales del cono utilizado para un ensayo CPT**

A partir de estos resultados es posible determinar una serie de parámetros utilizando las correlaciones empíricas o semi-empíricas que se han propuesto mediante estudios con resultados de investigaciones geotécnicas de proyectos alrededor de todo el mundo.

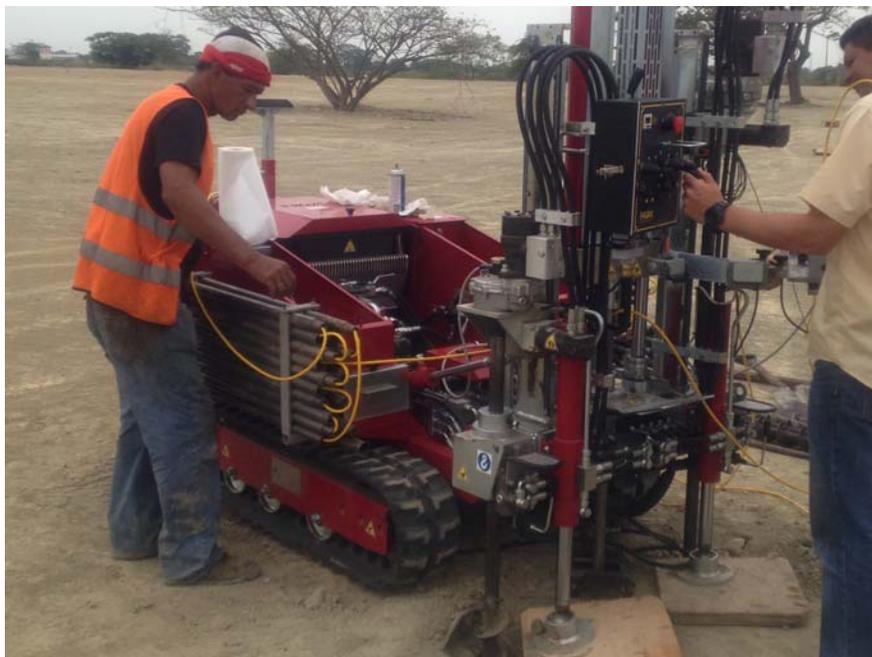
El ensayo de penetración de cono, CPT, ha evolucionado desde sus primeras aplicaciones en los años 30 y especialmente a partir de los años 60 cuando apareció el cono eléctrico. Si bien las mejoras más relevantes son la capacidad de medir la presión de poros a distintas profundidades (CPTu) y la

capacidad de medir la velocidad de onda de corte del suelo (SCPT) también existen conos que incluyen sensores o módulos adicionales como:

- Temperatura
- Cámara
- Radioisótopo
- Resistividad o conductividad eléctrica
- Dieléctrico
- pH
- Intercambiador de oxígeno
- Fluorescencia inducida por láser

Esta prueba se utiliza mayormente para investigaciones en arcillas suaves y en arenas finas o medias (conos de 10-15cm<sup>2</sup> de área proyectada), pero se lo puede llegar a utilizar hasta en suelos gravosos dependiendo del tamaño del cono (hasta 40 cm<sup>2</sup> de área proyectada).

En las investigaciones que se han utilizado en este trabajo el cono fue avanzado con el equipo de empuje Pagani TG-63 de 15 toneladas de capacidad, el cual debe ser anclado a las capas superficiales del terreno con varas helicoidales para poder alcanzar la capacidad de reacción necesaria.



**Figura 14: Equipo Pagani TG-13 utilizado para los ensayos**

### **3.2 Objetivos del CPT**

Los objetivos del CPT así como de cualquier otra investigación de suelos es determinar:

- La naturaleza y la secuencia de los estratos del subsuelo.
- Clasificación del suelo.
- Condiciones de nivel freático.
- Propiedades físicas y mecánicas de los diferentes estratos.

### **3.3 Procedimiento de la prueba**

Perforación Previa:

En suelos muy duros puede ser necesaria una perforación previa para conservar el buen estado del cono. En ciertas ocasiones se hinca una barra con un diámetro ligeramente mayor al del cono o se hinca manualmente con una varilla en aéreas urbanas para atravesar el relleno y evitar el daño de tuberías.

Verticalidad

La maquina debe ser disponerse para que se obtenga una dirección lo más vertical posible. La desviación inicial no puede superar los 2° y se debe chequear que las barras estén perfectamente rectas. Algunos conos modernos tienen un sensor de inclinación para evitar mala práctica y la ruptura de las barras. En perforaciones de 15 metros de profundidad desviaciones significativas son inusuales.

Velocidad de Penetración e intervalos de lectura

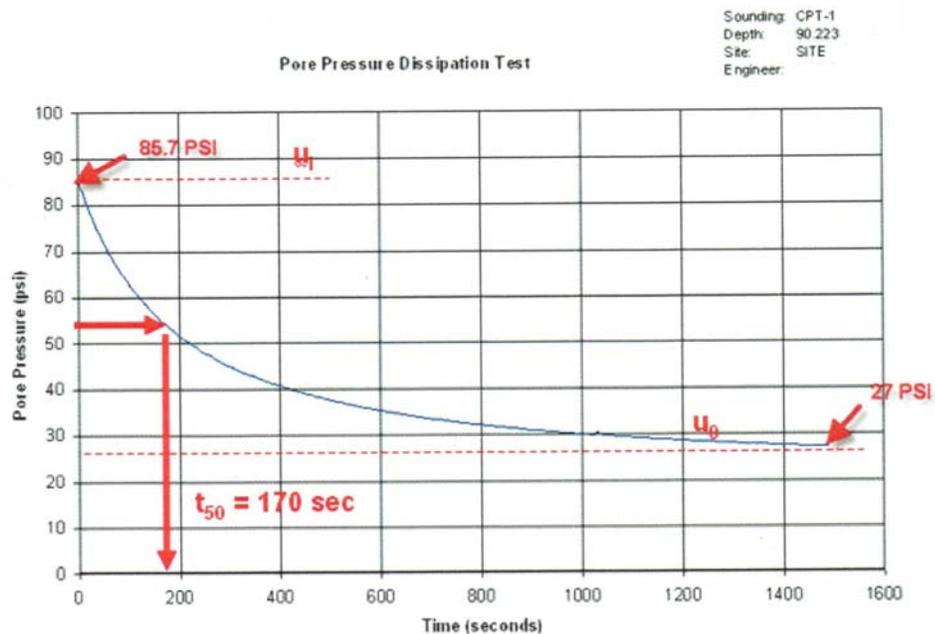
La velocidad de penetración estándar es de 2 cm/seg, los resultados del cono no son sensibles a ligeros cambios de velocidad. Los intervalos de lectura no pueden ser mayores a 20cm. En general la mayoría de sistemas hacen lecturas de 2.5 a 5 cm, siendo más comunes los intervalos de 5 cm.

### Ensayo de disipación

Un ensayo de disipación puede ser fácilmente efectuado a cualquier profundidad, mediante una pausa en la penetración, todo exceso de presión de poro se disipará hasta un cierto porcentaje del valor de equilibrio; este último coincide en general con el valor de la presión hidrostática existente a la profundidad del cono.

La tasa/velocidad de disipación dependerá del coeficiente de consolidación  $C_v$ , que a su vez depende de la compresibilidad y permeabilidad del suelo. La disipación puede ocurrir rápidamente en arenas o puede tomar varias horas si es una arcilla plástica.

La tasa de disipación crece a medida que el tamaño del cono es menor.



**Figura 15: Ejemplo de ensayo de disipación para determinar  $t_{50}$**

### 3.4 Efectos de la presión de poros

Debido a la geometría interna del cono, la presión del agua actúa detrás del cono y al final del manguito de fricción. Este efecto es conocido como el efecto de áreas desiguales. En arcillas blandas y limos debajo del nivel freático, la resistencia por punta  $q_c$  debe ser corregida por efecto de la presión de poros actuando en el cono, así se obtiene la resistencia corregida  $q_t$  (Lunne, et al. 1997):

$$q_t = q_c + u_2(1 - a)$$

Donde:

- $a$  = es el área neta determinada mediante una calibración en laboratorio con valores típicos entre 0.70 y 0.85.
- $u_2$  = Presión de poros medida detrás del cono.

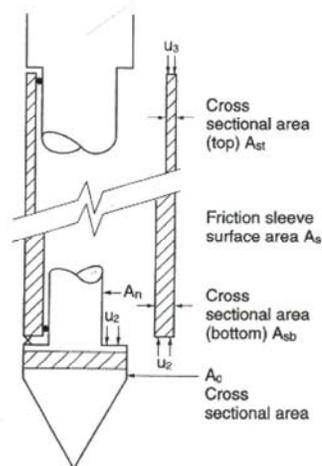
En la resistencia por fuste también se hace una corrección debido a los efectos de la presión de poros.

$$f_t = f_s - (u_2 A_{sb} - u_3 A_{st}) / A_s$$

Donde:

- $A_{sb}$  = Sección transversal del manguito en la base.
- $u_3$  = Presión de poros en la parte superior del manguito.
- $A_{st}$  = Sección transversal del manguito en la parte superior.
- $A_s$  = Área de la superficie del manguito.

En arenas  $q_t = q_c$ .



**Figura 16: Efectos de áreas desiguales en la punta del cono y el manguito de fricción.**

### 3.5 Interpretación de resultados de la Prueba

Como se mencionó al inicio del trabajo, muchas correlaciones empíricas se han desarrollado para obtener los parámetros geotécnicos necesarios para los distintos tipos de suelos. Los niveles de confiabilidad y aplicación de estas correlaciones son variables, dependiendo de los tipos de sensores que posea la máquina a emplear. Se enfocará en el CPTu que es el más común y es el que se usará para las pruebas de este trabajo. En la siguiente tabla se muestra una estimación de la aplicabilidad del CPTu para estimar los parámetros del suelo.

Tipo de Suelo	Dr	$\Psi$	Ko	OCR	St	Su	$\phi'$	E,G	M	k	ch
Arena	2-3	2-3	5	5			2-3	2-3	2-3	3	3-4
Arcilla			2	2	3	1-2	4	2-4	2-3	2-3	2-3

**Tabla 4: Tabla Aplicabilidad percibida del CPTu para determinar los parámetros del suelo. (Robertson 2010)**

1=alta, 2=alta a moderada, 3=moderada, 4=moderada a baja, 5=baja confiabilidad.

Donde:

Dr Densidad Relativa

$\Psi$  Parámetro de estado

E, G Módulo de Elasticidad y Corte

OCR Relación de sobreconsolidación

S<sub>u</sub> Resistencia no drenada

c<sub>h</sub> Coeficiente de consolidación

$\phi'$  Ángulo de fricción

K<sub>0</sub> Razón de esfuerzo lateral

M Compresibilidad

S<sub>t</sub> Sensitividad

k Permeabilidad

### 3.6 Métodos de clasificación e identificación de tipo de suelo

Lo que busca primordialmente una prueba de CPT es obtener un perfil continuo del subsuelo y su tipo. En general, la resistencia por punta  $q_t$  es alta en arenas y baja en arcillas, y la relación de fricción  $R_f=f_s/q_t$  es bajo en arenas y alto en arcillas. Si bien es cierto que la prueba de CPT no puede determinar el tipo de suelo basándose en las propiedades físicas del suelo, si puede proporcionar una guía para determinar el tipo de suelo basándose en las características mecánicas del mismo, o el comportamiento de los tipos de suelo (SBT por sus siglas en inglés 'Soil Type Behavior').

#### **Begemann (1965)**

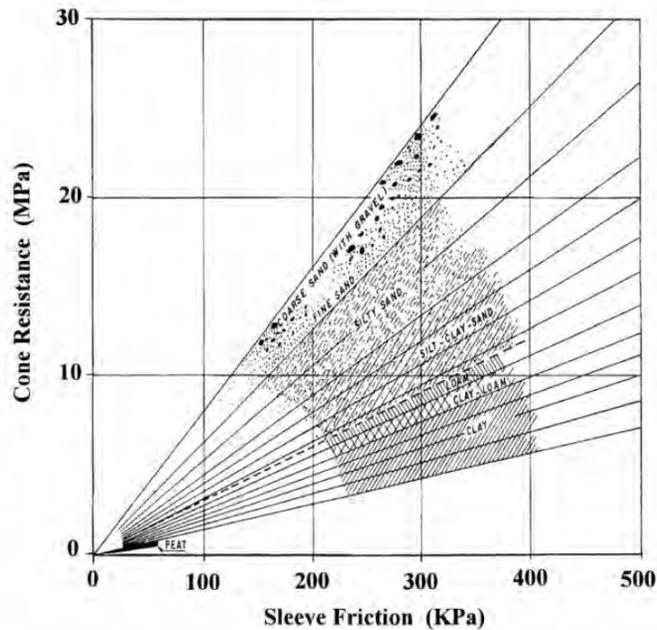
Begemann fue uno de los pioneros en identificar tipos de suelo a partir de CPT. Él demostró que, aunque generalmente las arenas proporcionaban mayores valores de resistencia por punta  $q_c$ , y resistencia por fricción  $f_s$ , y lo contrario los suelos finos, el tipo de suelo no es función estricta de la resistencia por punta ni de la resistencia por fuste sino de una combinación de ambos.

Begemann propuso un cuadro y una tabla para identificar el tipo de suelo. El cuadro grafica la resistencia por punta vs la resistencia por fuste en escalas lineales. La tabla muestra los tipos de suelo para la base de datos de Begemann, correlacionándolos con la con relación de fricción. Tanto el cuadro como la tabla propuesta por Begemann fueron desarrolladas a partir de ensayos en Holanda con un cono mecánico, por lo que son aplicables únicamente al lugar en el que fue desarrollado.

**Soil Type as a Function of Friction Ratio (Begemann, 1965)**

Coarse sand with gravel through fine sand	1.2 %	-	1.6 %
Silty sand	1.6 %	-	2.2 %
Silty sandy clayey soils	2.2 %	-	3.2 %
Clay and loam, and loam soils	3.2 %	-	4.1 %
Clay	4.1 %	-	7.0 %
Peat			>7 %

**Tabla 5: Tipo de suelo en función de la relación de fricción (Begemann, 1965)**

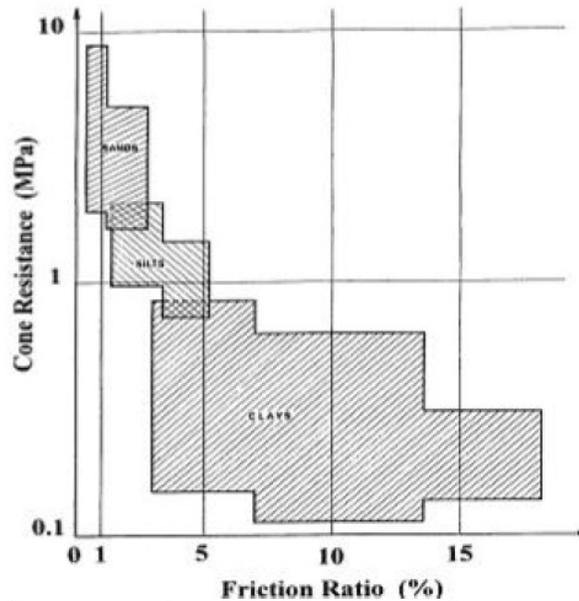


**Figura 17: Cuadro para identificación de tipo de suelo (Begemann, 1965)**

#### **Sanglerat et al. (1974)**

Sanglerat propuso el cuadro de la figura 18. El cuadro grafica la resistencia del cono en escala logarítmica versus la relación de fricción en escala lineal. Este tipo de gráfico tiene la aparente ventaja de estar comparando dos parámetros importantes; resistencia por punta y relación de fricción. Sin embargo, al graficar la resistencia del cono versus la relación de fricción se asume, falsamente, que son variables independientes una de otra, pero la resistencia del cono sería la variable independiente y la relación de fricción la variable dependiente. En realidad se grafica la resistencia del cono contra su inverso, multiplicado por una variable con un rango que normalmente va de 0.01 a 0.07.

Sanglerat también define el tipo de suelo por su mayor y menor valor de resistencia de cono y no solo por el radio de fricción. Del análisis del gráfico se deduce que los lugares en los que se desarrollaron las pruebas no proporcionaron valores mayores que 1Mpa en arcillas y alrededor de 9Mpa en arenas.



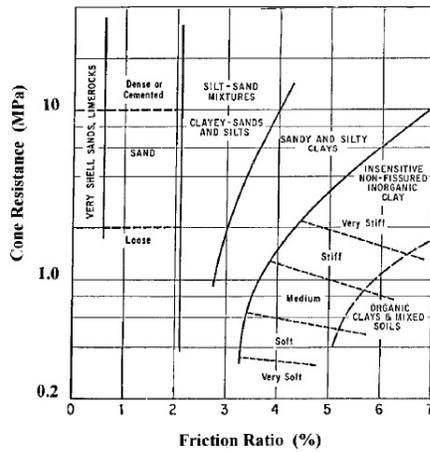
**Figura 18: Cuadro propuesto por Sanglerat, 1974**

### **Schmertmann (1978)**

Schmertmann propuso el cuadro para identificación de tipo de suelo mostrado en la figura 19. Este cuadro se basa en resultados de un cono mecánico en el sector Norcentral de Florida e incorpora los datos de Begemann. El cuadro presenta zonas de tipos de suelos comunes, también presenta fronteras para densidad de arenas y consistencia de arcillas y limos, que son impuestas teóricamente y no por una interpretación de los resultados de CPT.

Schmertmann aclara que las correlaciones mostradas en su cuadro, pueden ser erráticas en áreas con distinta geología. Se hacen dos advertencias a la hora de usar este método:

- Se prefieren correlaciones locales
- La relación de fricción pierde precisión con valores bajos de  $q_c$



### Douglas y Olsen (1981)

Douglas y Olsen propusieron un cuadro de identificación de tipo de suelos basados en pruebas con un cono eléctrico. Este cuadro, al igual que el propuesto por Schmertmann, presenta zonas de tipos de suelo. Además indica tendencias de incremento de límite líquido y coeficiente lateral, así como suelos sensitivos. El cuadro de Douglas y Olsen envuelve varias zonas de tipos de suelo usando tres líneas curvas en dirección vertical que representan el incremento de contenido de suelo granular y cuatro líneas de igual resistencia a la fricción.

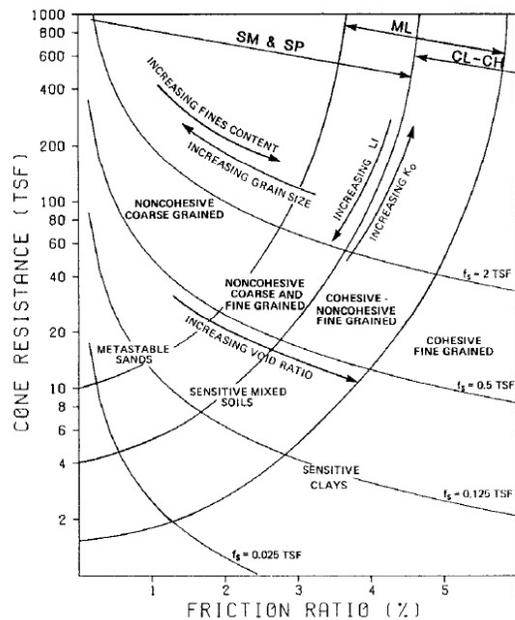


Figura 19: Identificación de tipo de suelo - Douglas y Olsen (1981)

### Vos (1982)

Vos propuso la identificación de los tipos de suelos a partir de la relación de fricción. Los valores son parecidos pero no idénticos a los determinados por Begemann. Fue desarrollado a partir de pruebas en Holanda.

**Soil Behavior Categories as a Function of Friction Ratio (Vos, 1982)**

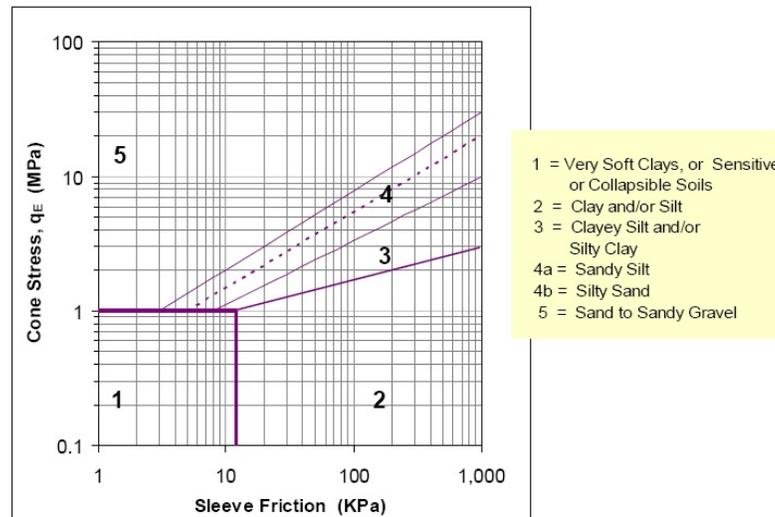
Coarse sand and gravel		<1.0%
Fine sand	1.0 %-	1.5 %
Silt	1.5 %-	3.0 %
Clay	3.0%-	7.0%
Peat	>7 %	

**Tabla 6: Comportamientos de tipos de suelo en función de la relación de fricción (Vos, 1982)**

### Eslami-Fellenius (1997)

Este método fue desarrollado a partir de datos obtenidos de ensayos con CPT y CPTu. Los casos fueron adquiridos a través de 18 fuentes distintas, con datos de 20 sitios en 5 países distintos.

Este cuadro grafica la resistencia por punta versus la resistencia la fricción como el de Begemann.



**Figura 20: Cuadro de identificación de tipo de suelo propuesto por Eslami y Fellenius (1997)**

Se demostró que al graficar una resistencia de cono “efectiva”, se obtenía una delimitación de las zonas de tipos de suelo más consistente que graficando solo la resistencia de cono. Hay que tener en cuenta que sustraer la presión de poros no convierte al valor en un esfuerzo efectivo. El subíndice E también puede ser por “Eslami”. Simplemente se demostró que la resta de la presión de poros hacia que se obtenga una mejor delimitación de las zonas.

$$q_E = q_t - U_2$$

Donde:

$q_E$  = Resistencia de cono según Eslami

$q_t$  = Resistencia de cono corregida

$u_2$  = Presión de poros medida detrás del cono

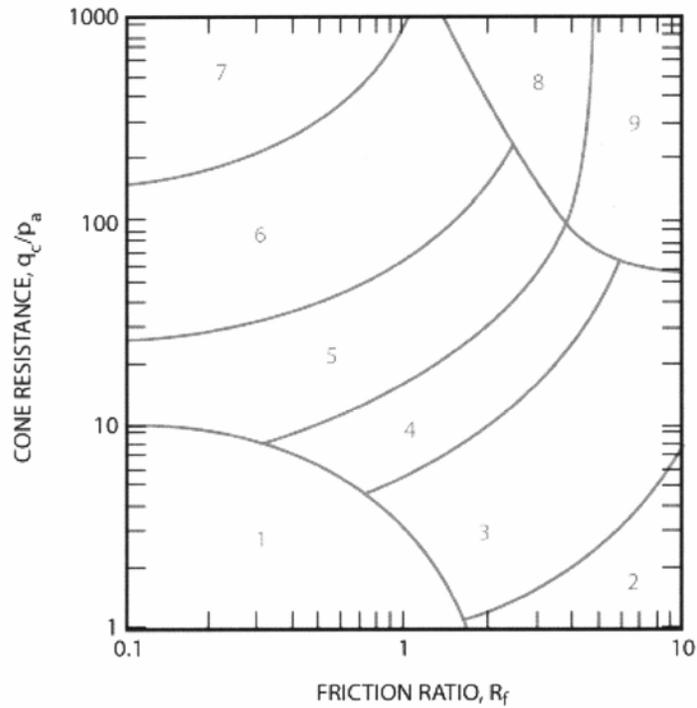
### **Diagramas de comportamiento de los tipos de suelo para CPT (Robertson 1986)**

Uno de los diagramas de comportamiento de los tipos de suelo para CPT (Cuadro SBT) más utilizados en la actualidad es el propuesto por Robertson (figura 21). Este cuadro se basa en los parámetros básicos del CPT  $q_t$  y  $R_f$ , es muy variable en cuanto a tipo de suelos y proporciona una estimación muy aceptable del tipo de suelo en sondeos de hasta unos 20 metros.

Teniendo en cuenta que, tanto la resistencia como la fricción en el manguito aumentan a medida que se alcanza profundidades mayores debido al incremento del esfuerzo efectivo, los resultados que arroja el CPT requieren una normalización o corrección para sondeos muy poco profundos y/o sondeos muy profundos.

Robertson también propuso un diagrama de comportamiento de los tipos de suelo normalizado ( $STB_N$ ) (figura 22). En el diagrama se identifican ciertas tendencias en la respuesta de los suelos. Aumento de densidad, aumento de OCR, edad y cementación para suelos arenosos, y aumento de sensibilidad  $S_t$ , aumento de historia de esfuerzos (OCR) para suelos cohesivos.

Tanto en el diagrama STB como en el diagrama  $STB_N$  puede existir un traslape de zonas, estas deben ser ajustadas de alguna manera en base a la experiencia y conocimiento que se tenga del lugar.



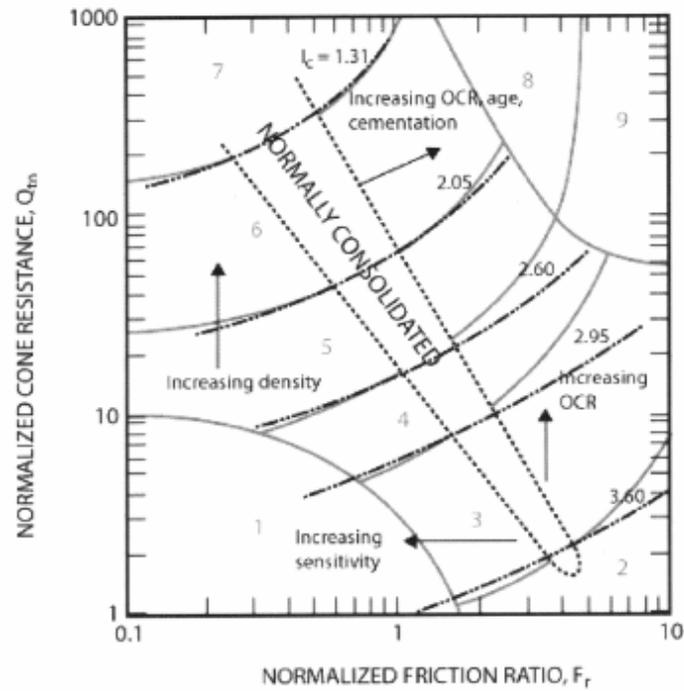
<i>Zone</i>	<i>Soil Behavior Type</i>
1	<i>Sensitive, fine grained</i>
2	<i>Organic soils - clay</i>
3	<i>Clay - silty clay to clay</i>
4	<i>Silt mixtures - clayey silt to silty clay</i>
5	<i>Sand mixtures - silty sand to sandy silt</i>
6	<i>Sands - clean sand to silty sand</i>
7	<i>Gravelly sand to dense sand</i>
8	<i>Very stiff sand to clayey sand*</i>
9	<i>Very stiff fine grained*</i>

*\* Heavily overconsolidated or cemented*

$P_a = \text{atmospheric pressure} = 100 \text{ kPa} = 1 \text{ tsf}$

**Figura 21: Diagrama de comportamiento de los tipos de suelo para CPT (SBT)**

(Robertson et al., 1986, updated by Robertson, 2010).



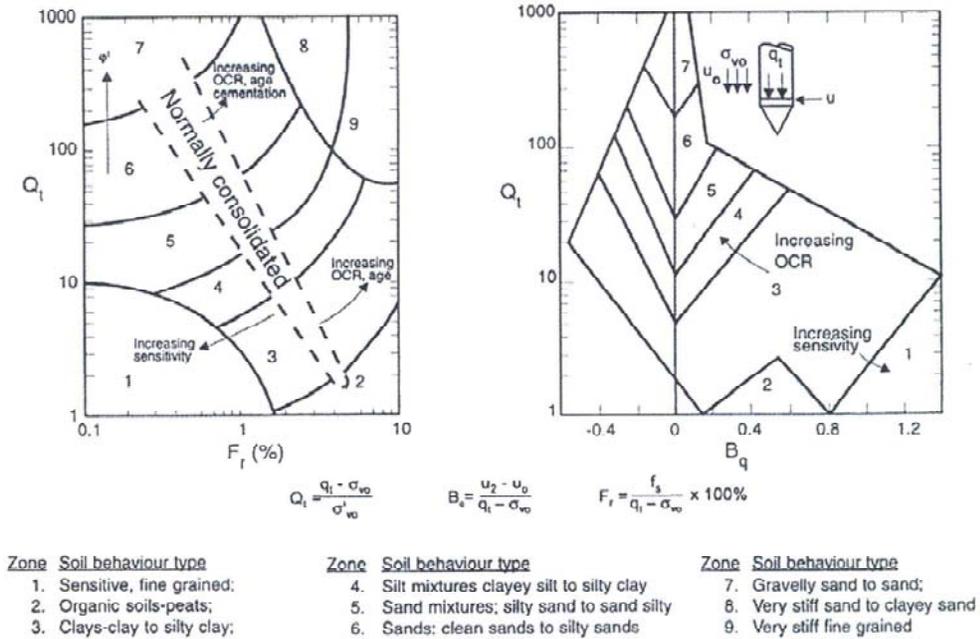
Zone	Soil Behavior Type	$I_c$
1	Sensitive, fine grained	N/A
2	Organic soils – clay	> 3.6
3	Clays – silty clay to clay	2.95 – 3.6
4	Silt mixtures – clayey silt to silty clay	2.60 – 2.95
5	Sand mixtures – silty sand to sandy silt	2.05 – 2.6
6	Sands – clean sand to silty sand	1.31 – 2.05
7	Gravelly sand to dense sand	< 1.31
8	Very stiff sand to clayey sand*	N/A
9	Very stiff, fine grained*	N/A

\* Heavily overconsolidated or cemented

**Figura 22: Diagrama normalizado de comportamiento de los tipos de suelo (SBT<sub>N</sub>)**

(Robertson, 1990, actualizado por Robertson, 2010).

El diagrama  $SBT_N$  completo propuesto por Robertson también incluye un cuadro adicional que contiene la presión de poros normalizada (figura 19).



**Figura 23: Diagrama normalizado de comportamiento de los tipos de suelo ( $SBT_N$ )  $Q_t$ - $F_r$  y  $Q_t$ - $B_q$  (Robertson, 1990)**

Este cuadro  $Q_t$ - $B_q$  puede contribuir a la identificación de suelos blandos o de grano fino donde puede existir un gran exceso de presión de poros durante el ensayo CPT.

De todos modos este diagrama no es muy utilizado debido a la falta de repetitividad y confiabilidad de los resultados de la presión de poros.

Para simplificar la aplicación del cuadro  $SBT_N$ , los parámetros del cono  $Q_t$  y  $F_r$  pueden ser combinados para obtener un índice de tipo de comportamiento de suelo ' $I_c$ ', el cual representa los límites entre cada zona del cuadro  $SBT$ . El  $I_c$  se lo determina de la siguiente manera:

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

Donde:

- Resistencia a la penetración del cono normalizada (adimensional)

$$Q_t = (q_t - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo}$$

- Relación de fricción normalizada (en porcentaje)

$$F_r = (f_s / (q_t - \sigma_{vo})) * 100\%$$

El índice de comportamiento de los tipos de suelo,  $I_c$ , se encuentra en la figura 18. Este índice no aplica para las zonas 1, 8 y 9. Los perfiles de  $I_c$  proveen una manera sencilla de estimar el tipo de suelo y su variación basándose en un ensayo CPT.

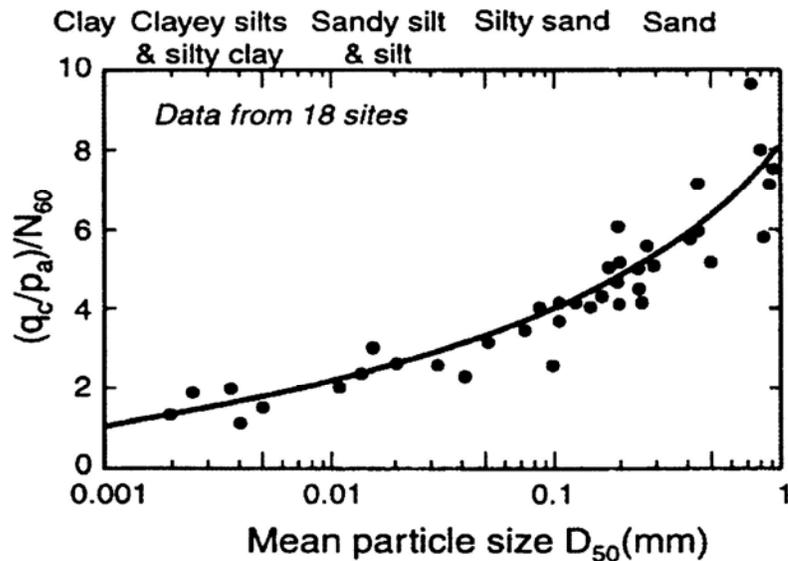
Estudios han demostrado que el diagrama  $SBT_N$  generalmente tiene más del 80% de confiabilidad cuando se las ha comparado con muestras.

### 3.7 Principales correlaciones a partir de resultados de CPT

#### 3.7.1 N60 equivalente

Debido a las aplicaciones mencionadas anteriormente, el ensayo SPT es uno de los más usados en todo el mundo, por lo que muchos ingenieros prefirieron obtener a partir de un ensayo CPT valores de N60 equivalentes para sus diseños o proyectos. Por eso se generó la necesidad de desarrollar una correlación entre CPT y SPT.

Se han realizado numerosos estudios para relacionar los valores de N con la resistencia del cono  $q_c$ . Robertson propuso la correlación mostrada en la figura 20. En este gráfico se relacionan la relación  $(q_c/p_a)/N_{60}$  con el tamaño medio de las partículas,  $D_{50}$  (que varía desde 0.001mm a 1mm). Los valores de  $q_c$  se hacen adimensionales al dividirlos para la presión atmosférica en las mismas unidades. Se puede observar que la relación incrementa a medida que aumenta el tamaño de las partículas.



**Figura 24: Correlaciones CPT-SPT con el tamaño de las partículas**  
(Robertson et al, 1983)

Para esta correlación necesitamos conocer el tamaño de las partículas. Las características de las partículas pueden ser estimadas directamente con los resultados del CPT utilizando el diagrama STB. El diagrama SBT muestra

una clara tendencia de incremento de relación de fricción cuando incrementa el contenido de finos, y decrece el tamaño de las partículas. Robertson también sugirió valores para la relación  $(q_c/p_a)/N_{60}$  para cada zona utilizando el cuadro SBT. Dicha relación  $(q_c/p_a)/N_{60}$  se encuentra en la tabla a continuación.

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

**Tabla 7: Relaciones sugeridas de  $(q_c/p_a)/N_{60}$  (Robertson et al., 1983)**

Estos valores proporcionan una estimación razonable de valores  $N_{60}$  obtenido a partir de CPT. Cabe recalcar que para suelos finos, las correlaciones deben aplicarse para la resistencia por punta corregida  $q_t$ , en arenas  $q_c=q_t$ .

Otra correlación muy utilizada, que de hecho fue utilizada en este proyecto, fue la propuesta por Jefferies y Davies en 1993. Ellos sugirieron una relación entre CPT- $q_t$  y SPT- $N_{60}$  a través del índice de material  $I_c$  con la siguiente ecuación:

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

En suelos cohesivos con alta sensibilidad, esta correlación puede sobreestimar los valores de  $N_{60}$ .

### 3.7.2 Peso específico del suelo

La mejor manera de determinar el peso específico es obteniendo una muestra relativamente inalterada y pesar un volumen conocido. En ocasiones esto no es posible, se han determinado correlaciones mediante las cuales se puede determinar el peso específico a partir de un ensayo CPT (Robertson, 2010).

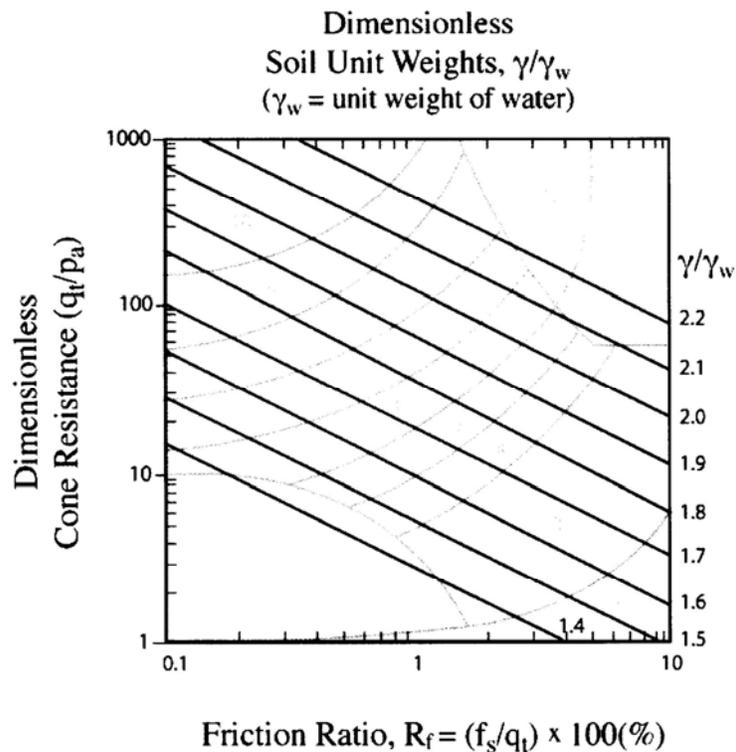
$$\gamma/\gamma_w = 0.27[\log R_f] + 0.36[\log (q_t/p_a)] + 1.236$$

Donde:

$R_f$  = Relación de fricción =  $(f_s/q_t)100\%$

$\gamma_w$  = Peso específico del agua

$P_a$  = Presión Atmosférica



**Figura 25: Peso específico del suelo adimensional,  $\gamma/\gamma_w$  basado en CPT (Robertson 2010)**

### 3.7.3 Resistencia al corte no drenada ( $S_u$ )

No existe un valor único de resistencia no drenada  $S_u$ , ya que la respuesta del suelo depende de muchas variables como dirección de la carga, anisotropía del suelo, tasa de deformación e historia de esfuerzos.

Como la anisotropía y la tasa de deformación influyen en los resultados de todas las pruebas in situ, su interpretación requerirá algún contenido empírico para esos factores.

Todas las teorías para determinar una correlación entre la resistencia del cono y  $S_u$  son del siguiente orden.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}}$$

Generalmente  $N_{kt}$  varíe de 10 a 18, siendo 14 un promedio para la resistencia cortante promedio  $S_{u(ave)}$ . EL valor  $N_{kt}$  tiende a aumentar a medida que incrementa la plasticidad y disminuye con el incremento de la sensibilidad del suelo.

En arcillas muy blandas, donde se tiene cierta incertidumbre en la precisión de  $q_t$ , estimaciones de  $S_u$  se hacen a partir del exceso de presión de poros ( $\Delta u$ ) medido detrás del cono ( $u_2$ ):

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

Donde  $N_{\Delta u}$  varía de 4 a 10. A mas alto valor de  $N_{\Delta u}$ , más conservador.  $N_{\Delta u}$  está relacionado con  $N_{kt}$  a través de  $B_q$ :

$$N_{\Delta u} = B_q N_{kt}$$

### 3.7.4 Sensitividad del suelo

La sensibilidad de una arcilla es definida como la razón entre la máxima resistencia al corte no drenada y la resistencia al corte no drenada remoldeada.

Se puede asumir que la resistencia al corte no drenada remoldeada,  $S_{u(Rem)}$ , sea igual a la resistencia a la fricción medida con el manguito de fricción,  $f_s$ . Entonces, la sensibilidad de una arcilla puede ser estimada calculando el máximo valor de  $S_u$  a partir de  $q_t$  o  $\Delta u$  y  $S_{u(Rem)}$  a partir de  $f_s$ .

$$S_t = \frac{S_u}{S_{u(Rem)}} = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} (1/f_s) = 7/F_r$$

Para arcillas con sensibilidad relativamente alta ( $S_t > 10$ ), el valor de  $f_s$  puede ser muy bajo e impreciso, por lo tanto, la sensibilidad obtenida debe ser usado como guía únicamente.

### 3.7.5 Relación de resistencia al corte no drenada con el esfuerzo efectivo

Siempre es útil calcular relación de resistencia al corte no drenada a partir de CPT, ya que esta se relaciona directamente con el OCR (relación de sobreconsolidación). Se ha presentado una relación entre la resistencia al corte no drenada para arcillas normalmente consolidadas y el ángulo de fricción efectivo,  $\phi'$ . Por ende, una mejor estimación de la relación de resistencia al corte no drenada se obtendrá si se conoce el ángulo de fricción [ $(S_u/\sigma'_{vo})_{NC}$  aumenta cuando aumenta  $\phi'$ ]. Para arcillas normalmente consolidadas:

$$(S_u/\sigma'_{vo})_{NC} = 0.22 \text{ en corte directo } (\phi' = 26^\circ)$$

Del CPT:

$$(S_u/\sigma'_{vo}) = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} (1/N_{KT}) = Q_t/N_{kt}$$

Como  $N_{KT} \sim 14$

$$(S_u/\sigma'_{vo}) \sim 0.071 Q_t$$

$Q_t = 3 \text{ a } 4$  para arcillas normalmente consolidadas.

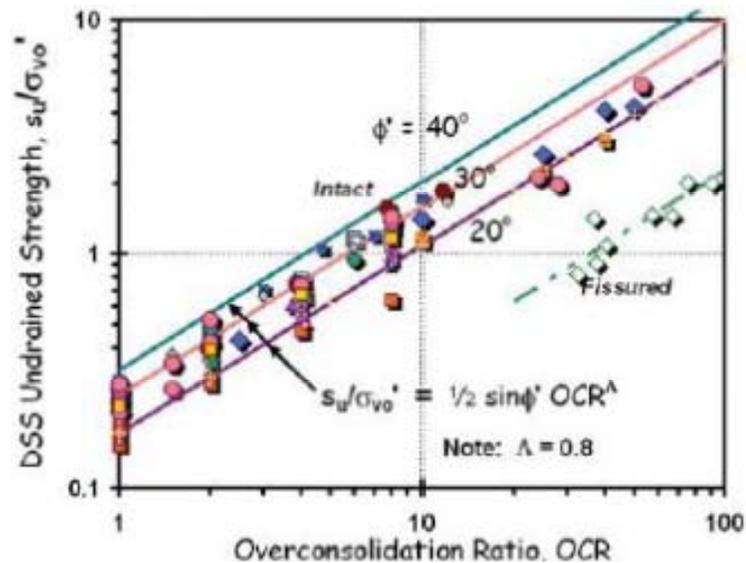
Basándonos en la asunción de la fricción en el manguito nos da la resistencia al corte remoldeada,  $S_{u(Rem)} = f_s$ :

$$S_{u(Rem)}/\sigma'_{vo} = f_s/\sigma'_{vo} = (F * Q_t)/100$$

Según Wroth & Holsby (1985) la resistencia del suelo al corte se puede evaluar por medio de la teoría de la mecánica de suelos del estado crítico con modo de corte simple directo:

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} = \frac{1}{2} \text{seno } \phi' * OCR^\Lambda$$

$$\Lambda = 0.7-0.9$$



**Figura 26: Relación entre la razón de sobre-consolidación, el ángulo de fricción y la resistencia del suelo al corte en arcillas (Wroth & Holsby, 1985)**

### 3.7.6 Historia de esfuerzos y relación de sobreconsolidación

La relación de sobreconsolidación OCR se determina dividiendo el esfuerzo efectivo máximo al que ha sido sometido el suelo para el esfuerzo efectivo actual.

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$$

Para suelos sobre consolidados, donde el único cambio ha sido la remoción de una sobrecarga, esta definición es apropiada. Sin embargo, para suelos cementados y/o envejecidos el OCR puede ser representado por la relación entre esfuerzo de fluencia y el esfuerzo efectivo actual.

Para arcillas sobre consolidadas (Ladd, 1972):

$$(S_u/\sigma'_{vo})_{OC} = (S_u/\sigma'_{vo})_{NC}(OCR)^{0.8}$$

Basado en esto, Robertson (2009) sugirió:

$$OCR = 0.25(Q_t)^{1.25}$$

Kulhawy y Mayne (1990) habían sugerido un método más simple:

$$OCR = k \left( \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) = kQ_t$$

$$\sigma'_p = k(q_t - \sigma_{vo})^{mp}$$

$$mp = 0.6 + 0.04 \exp(I_c - 0.7)$$

Un valor promedio de  $k=0.33$  puede ser asumido. Valores mayores de  $k$  son recomendados en arcillas envejecidas y sobre consolidadas. Si se tiene experiencia en el terreno, el valor de  $k$  debe ser ajustado para reflejar esta experiencia y tener un perfil de OCR más confiable.

### 3.7.7 Ángulo de fricción

Numerosos estudios han sido publicados para poder determinar el valor de  $\phi'$  a partir de CPT en arenas y básicamente los métodos se dividen en tres categorías:

- Teoría de capacidad de carga
- Teoría de expansión de cavidades
- Pruebas de cámara basadas en calibración (empíricas)

Avances significativos se han logrado en el desarrollo de teorías para modelar el proceso de la penetración del cono en arenas. Los modelos de expansión de cavidades son los más prometedores ya que son relativamente simples y pueden incorporar muchos aspectos importantes en la respuesta del suelo. De todas maneras las correlaciones empíricas basadas en los resultados de las pruebas de cámaras son los más comunes.

Robertson y Campanella (1983) sugirieron una correlación para estimar el ángulo de fricción para arenas no cementadas, no envejecidas, moderadamente compresibles, basada en pruebas de cámara.

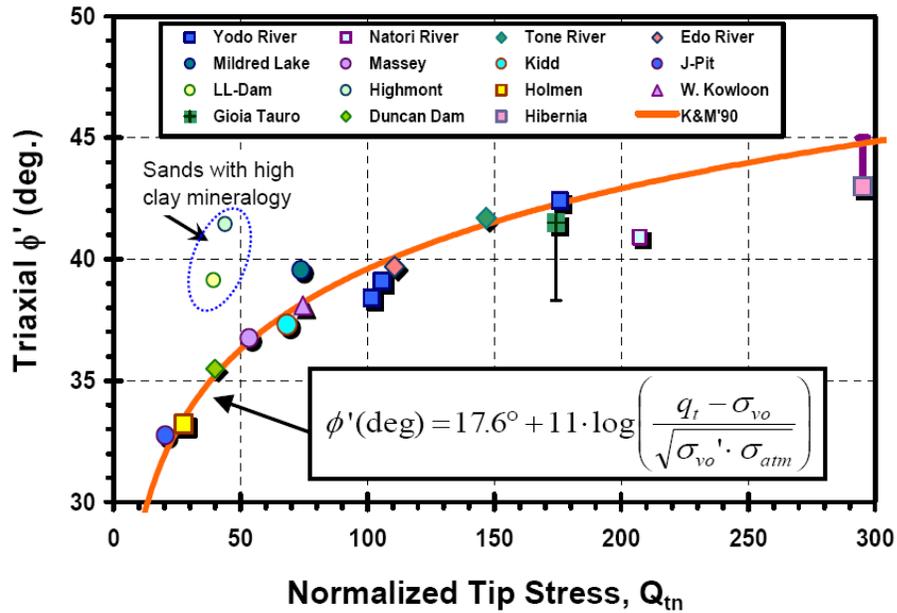
$$\tan \phi' = \frac{1}{2.68} \left[ \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0.29 \right]$$

Kulhawy y Mayne (1990) sugirieron una relación alterna para arenas con cuarzo limpias, redondas y no cementadas, y se la evaluó utilizando datos de campo de alta calidad, véase figura 23.

$$\phi' = 17.6 + 11 \log (Q_{tn})$$

Para estimar el ángulo de fricción en suelos con comportamiento no drenado como arcillas y limos, se puede aplicar la solución de plasticidad límite de esfuerzo efectivo para penetraciones no drenadas desarrollada por el Instituto de Noriega (NTH). Una propuesta simplificada es expresada de la siguiente manera:

$$\phi' = 29.5^\circ * B_q^{0.121} * (0.256 + 0.336 * B_q + \log Q_{t1})$$



**Figura 27: Ángulo de fricción,  $\phi'$ , a partir de CPT para arenas con cuarzo, no cementadas, no envejecidas, limpias (Mayne, 2006)**

### 3.7.8 Densidad Relativa ( $D_r$ )

La densidad relativa es una manera de indicar el grado de compactación (compactación) de un suelo y se puede emplear tanto para suelos en estado natural como para rellenos compactados artificialmente. Se encuentra de la siguiente manera:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

Donde  $e_{max}$  y  $e_{min}$  son las relaciones de vacíos máximas y mínimas, y  $e$  es la relación de vacíos in situ.

Investigaciones han proporcionado algunas correlaciones entre en ensayo CPT y la densidad relativa para arenas (mayormente cuarzo) limpias. La resistencia el CPT está controlada por la densidad de la arena, esfuerzo efectivo in situ vertical y horizontal, y compresibilidad. La compresibilidad de la arena es controlada por las características de las partículas, como su tamaño, forma y mineralogía. Arenas con partículas angulares tienden a ser más compresibles que las que tienen partículas circulares. A mayor compresibilidad de las arenas menor es la resistencia a la penetración.

Después de una extensa investigación en arenas, Ticino, Baldi et al. (1986) recomendó una fórmula para estimar la densidad relativa a partir de  $q_c$ . Una versión modificada para obtener  $D_r$  a partir de  $q_{cl}$  es la siguiente:

$$D_r = \left(\frac{1}{C_2}\right) \ln \left(\frac{Q_{cn}}{C_0}\right)$$

Donde:

- $C_0$  y  $C_2$  son constantes del suelo.
- $\sigma'_{vo}$  = esfuerzo efectivo
- $Q_{cn}$  = Resistencia CPT normalizada.  $(q_c/p_a)/(\sigma'_{vo}/p_a)^{0.5}$
- $p_a$  = Presión referencial de 100kpa, en las mismas unidades que  $q_c$  y  $\sigma'_{vo}$
- $q_c$  = Resistencia a la penetración del cono ( $q_t$ )

Para arenas moderadamente compresibles, normalmente consolidadas, no envejecidas y no cementadas las constantes son:  $C_0 = 15.7$  y  $C_2 = 2.41$ .

Kulhawy y Mayne (1990) sugirieron una relación más simple para estimar la densidad relativa:

$$D_r^2 = \frac{Q_{cn}}{305 Q_c Q_{OCR} Q_A}$$

Donde:

- $Q_c$  = rango de factores de compresibilidad desde 0.9 (baja) a 1.1 (alta)
- $Q_{OCR}$  = Factor de sobre consolidación =  $OCR^{0.18}$
- $Q_A$  = factor de envejecimiento =  $1.2+0.05\log(t/100)$

Una constante de 350 es más razonable para arenas medianas, limpias, no cementadas y no envejecidas que tienen alrededor de 1000 años. La constante es cercana a 300 para arenas finas, y cercana a 400 arenas gruesas, la constante aumenta con la edad y aumenta significativamente cuando la edad supera los 10000 años.

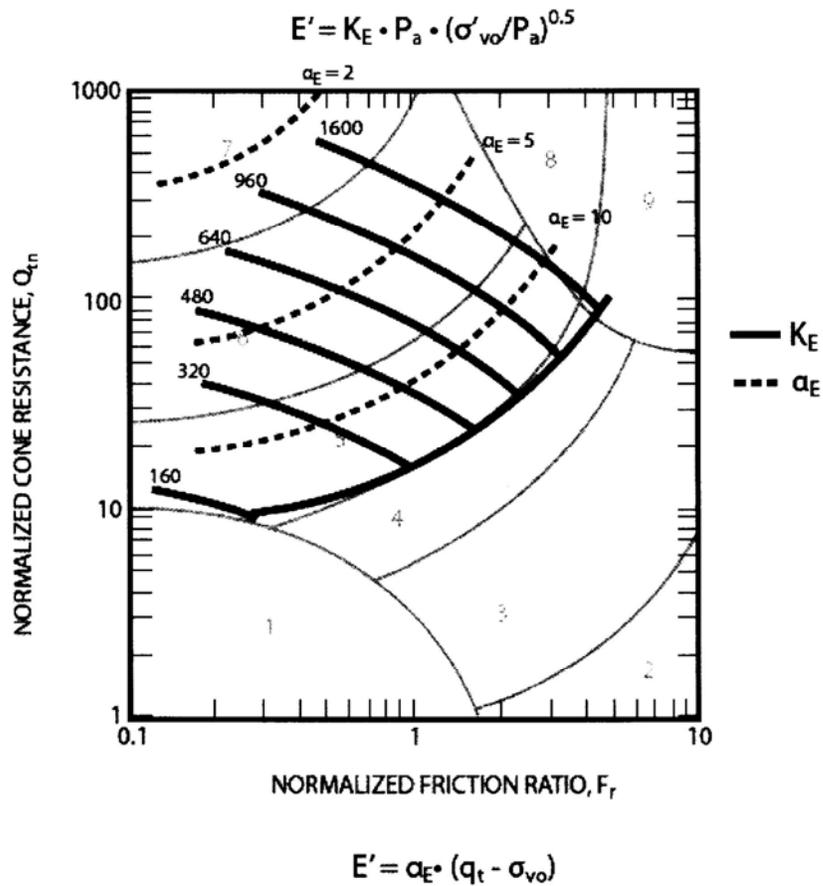
La relación puede entonces ser simplificada para la mayoría de arenas de sílice jóvenes, no cementadas a:

$$D_r^2 = Q_{tn}/350$$

### 3.7.9 Rigidez y Módulo de Young

Los resultados del CPT pueden ser utilizados para métodos semi-empíricos de predicción de asentamientos. Sin embargo, las correlaciones entre  $q_c$  y el Módulo de Young ( $E$ ) son sensibles a las historias de esfuerzo y deformación, edad y mineralogía del suelo.

Una guía útil para estimar el módulo de Young para arenas de sílice jóvenes, no cementadas están dadas en la figura 23.



**Figura 28: Evaluación del módulo de Young drenado a partir de CPT para arenas de sílice jóvenes y no cementadas,  $E = \alpha_E(q_t - \sigma_{vo})$**   
 Donde:  $\alpha_E = 0.015 [10^{(0.551c + 1.68)}]$

#### **4.0 Resultados de Ensayos en campo y laboratorio a partir del método tradicional**

Como se mencionó en un principio se han tomado muestras en tres sitios distintos de la ciudad de Guayaquil. A partir de estas muestras se han realizado los ensayos mencionados en el capítulo 1, que son:

- Torvane
- Penetrómetro
- Veleta de campo
- Compresión simple
- Consolidación

Se ha graficado un diagrama de esfuerzos para cada sitio, en los cuales se colocan las resistencias no drenadas y demás parámetros que luego servirán para un análisis comparativo en capítulos posteriores.

En el sitio 1 se realizó una perforación de 25,35 metros de profundidad, de la cual se tomaron:

- Un total de 12 muestras para pruebas de compresión simple a distintas profundidades.
- 4 muestras para ensayos de consolidación.
- 6 ensayos de Torvane y penetrómetro.
- 4 ensayos de veleta de campo.

En el sitio 2 se realizó una perforación de 26 metros de profundidad, de la cual se tomaron:

- 6 muestras para pruebas de compresión simple a distintas profundidades.
- 6 ensayos de Torvane y penetrómetro.
- 4 ensayos de veleta de campo.

En el sitio 3 se realizó una perforación de 26 metros de profundidad, de la cual se tomaron:

- 10 muestras para pruebas de compresión simple a distintas profundidades
- 10 ensayos de Torvane.

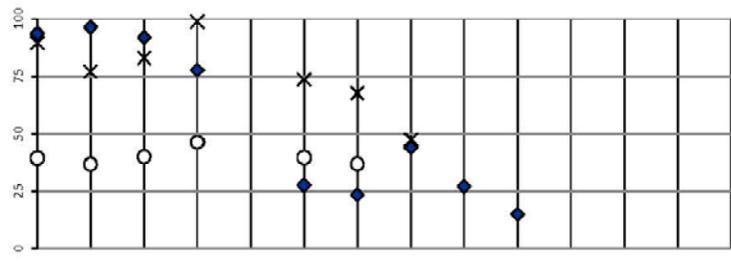
#### 4.1 Sitio 1

##### 4.1.1 Resumen de Ensayos

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO													HOJA Nº 1 de 2					
SITIO 1													FECHA: Marzo - 2013					
MOES. TRA. Nº	PROFUND. (m.)	DESCRIPCION	ESTRATI GRAFIA	SUCS	W %	LW %	IP %	P <sub>r</sub> T/m <sup>3</sup>	q <sub>u</sub> T/m <sup>2</sup>	E %	T <sub>ov</sub> T/m <sup>2</sup>	COTA: * +4.592	NF:			HUMEDADES		
													Nº 4 %	Nº 200 %	N <sub>60</sub>			
1	0,00 - 0,20	Arcilla limo arenosa color café oscuro		ML	35	34	9						100	90		25	35	
2	0,55 - 1,00	Refrno: Arena con grava color café claro		SM	16		N-P						58	36		25	16	
3	1,05 - 1,50	Refrno: grava arenosa color café claro con finos limosos		GP-GM	13		N-P						54	30		25	13	
4	1,55 - 2,05	Arcilla limosa color negra		GM	20		N-P						56	29		25	20	
5	2,05 - 2,50	Arcilla limosa color negra		CH	36	86	48						32	69		25	86	
6	2,50 - 2,70	Arcilla limosa color amarilla verdosa con pintas negras		CH	42	83	47	1,756	12,32	5,38	8,50	15,75	100	99		25	83	
6'	2,70 - 3,00	Arcilla limosa color amarilla verdosa con pintas negras		CH	43	77	44	1,711	10,21	2,88	7,25	14,25	100	99		25	77	
7	3,50 - 4,00	Limo aciloso color amarillo verdoso con pintas de materia orgánica		MH	78	116	64	1,509	2,91	4,56	2,10	4,00	100	100		25	116	
8	4,50 - 5,00	Limo aciloso color amarillo verdoso con pintas de materia orgánica		MH	96	101	51	1,459	3,16	9,14	2,50	4,00	100	100		25	101	
9	6,00 - 6,50	Arcilla limosa color gris verdosa con lentes de arena fina y pintas de materia orgánica		CH	74	70	38	1,553	5,10	7,00	2,00	4,50	100	97		25	70	
10	7,50 - 8,00	Arcilla limosa color gris verdosa con lentes de arena fina y pintas de materia orgánica		CH	74	82	47	1,618	5,68	5,59	2,00	5,00	100	98		25	82	
11	9,00 - 9,50	Limo aciloso color gris verdoso con lentes de arena fina y pintas de materia orgánica		CH	75	99	60	1,525	5,48	9,70	2,10	6,38	100	97		25	99	
12	10,50 - 11,00	Limo aciloso color gris verdoso con lentes de arena fina y pintas de materia orgánica		MH	73	83	45	1,519	4,13	11,88	2,60	6,00	100	98		25	83	
13	12,00 - 12,50	Limo aciloso color gris verdoso con lentes de arena fina y pintas de materia orgánica		MH	81	86	47	1,497	7,98	6,47	2,60	10,25	100	95		25	86	

\* Nota: la cota es arbitraria, referida a la oficina con nivel +5.00

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO														HOJIAN°	2 de 2
SITIO I														FECHA:	Marzo - 2013
MUES- TRA N°	PROFUND. (m.)	DESCRIPCION	ESTRATI- GRAFIA	SUCS	W %	LW %	IP %	γ <sub>m</sub> T/m <sup>3</sup>	q <sub>u</sub> T/m <sup>2</sup>	C %	T <sub>rev.</sub> T/m <sup>2</sup>	COTA:		N <sub>g</sub>	
												V <sub>m</sub> T/m <sup>3</sup>	N°4 %		N°200 %
14	13,50 - 14,00			MH	94	90	50	1,433	6,00	12,365	2,20	5,38	100	91	
15	15,00 - 15,50	Limo arcilloso color gris verdoso con capitas de arena fina y pintas de materia orgánica		MH	96	77	40	1,448	5,95	5,38	2,00	5,13	100	87	
16	16,55 - 17,00			MH	92	83	43	No se recuperó suficiente muestra					100	93	1
17	18,00 - 18,50			MH	78	99	52	1,501	11,22	8,62	2,90	6,25	100	93	
18	19,55 - 20,00	Turba color café oscura		Pt	274	185	81						100	11	22
19	21,05 - 21,50			MH	27	74	34						100	88	15
20	22,55 - 23,00	limo acililo arenoso color verdoso de consistencia firme a muy firme		MH	23	68	31						100	72	33
21	24,05 - 24,35			ML	44	47	18						100	80	
21'	24,35 - 24,50			SM	27		NP						100	26	26
22	25,05 - 25,35	Arena limosa fina color café claro a oscuro de compacidad medio densa a muy densa		SM	15		NP						100	17	65/6"
		FIN PERFORACION													



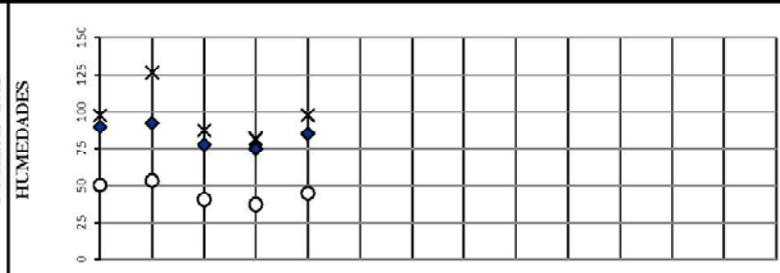
\* Nota: la cota es arbitraria, referida a la oficina con nivel +5,00



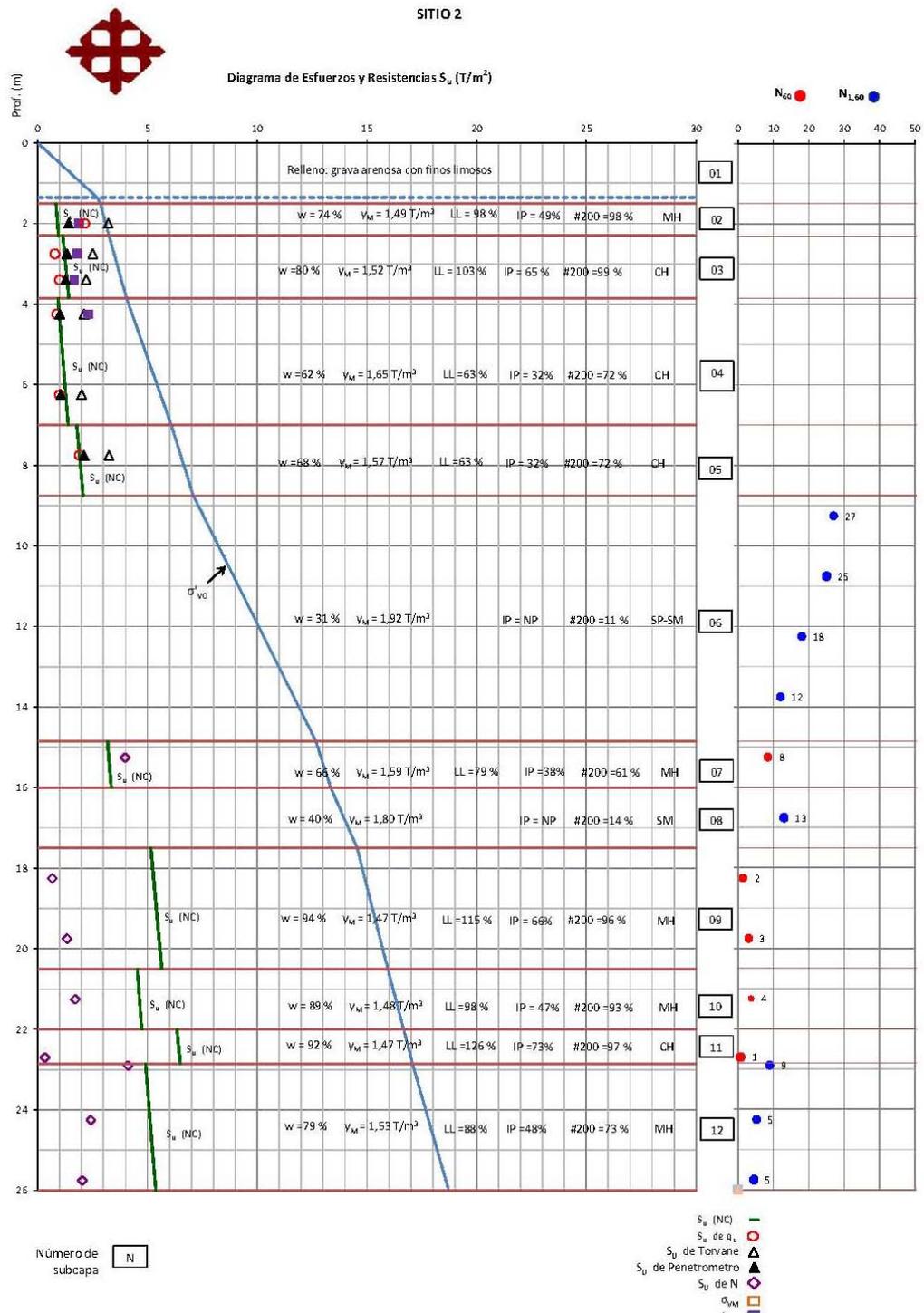
### 4.2.1 Resumen de Ensayos

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO																
SITIO 2																
HOJA Nº 1 de 2																
FECHA: Noviembre - 2012																
HUMEDADES																
MOES. TRA Nº	PROFUND (m)	DESCRIPCION	ESTRATI GRAFIA	SUCS	w %	LW %	IP %	Ym T/m <sup>3</sup>	qu T/m <sup>2</sup>	T <sub>30v</sub> T/m <sup>2</sup>	Pn T/m <sup>2</sup>	Vm T/m <sup>3</sup>	Nº 4 %	Nº 200 %	N	N <sub>60</sub>
1	0,00 - 1,50	Refranco: grava arena limosa		MH	74	98	49	1,490	4,28	3,20	2,80	1,88	100	98		
2	1,80 - 2,30	Limo arcilloso color amarillo verdoso		CH	83	112	74	1,502	1,53	2,50	2,66	1,80	100	99		
3	2,56 - 3,06			CH	77	93	56	1,533	1,98	2,20	2,53	1,66	100	98		
4	3,16 - 3,66	Arcilla limosa color gris verdosa con lentes de arena fina y algo de materia orgánica		CH	57	63	32	1,643	1,68	2,10	2,00	2,30	100	80		
5	4,00 - 4,50			CH	67	62	31	1,651	1,97	2,00	2,10		100	63		
6	6,00 - 6,50			MH	68	89	49	1,574	3,77	3,25	4,20		100	99		
7	7,50 - 8,00	Limo arcilloso color gris verdoso		SP-SM	28		N-P						100	11	33	25
8	9,05 - 9,50			SP-SM	26		N-P						100	11	31	23
9	10,55 - 11,00	Arena limosa color gris verdosa de consistencia medianamente densa		SP-SM	31		N-P						100	8	25	19
10	12,05 - 12,50			SP-SM	37		N-P						100	12	18	14
11	13,55 - 14,00			MH	66	79	38						100	61	1	1
12	15,05 - 15,50	Limo arcilloso color gris verdoso con capitas de arena. Consistencia blanda		SM	40		N-P						100	14	20	15
13	16,55 - 17,00	Arena limosa color gris verdosa de consistencia medio densa.		MH	95	119	68						100	95	2	2
14	18,05 - 18,50	Limo arcilloso color gris verdoso con capitas de arena fina. Consistencia blanda		MH	93	111	63						100	97	4	3
14	19,55 - 20,00															

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO																
SITIO 2																
HOJA N° 2 de 2																
FECHA: Noviembre - 2012																
MUES- TRAN°	PROFUND. (m.)	DESCRIPCION	ESTRATI- GRAFIA	SUGS	W %	LW %	IP %	γ <sub>m</sub> T/m <sup>3</sup>	q <sub>a</sub> T/m <sup>3</sup>	ε %	T <sub>ov</sub> T/m <sup>3</sup>	P <sub>n</sub> T/m <sup>3</sup>	COTA:			NF:
													N°4 %	N°200 %	N %	
1,35 m																
15	21,05 - 21,50	Limo aciloso color gris verdoso con capitas de arena. Consistencia media		MH	89	98	47						100	92	5	4
16	22,55 - 22,85	Arcilla limo arenosa color gris verdoso de consistencia muy blanda		CH	92	126	72						100	97	1	1
16'	22,85 - 23,00			MH	77	87	47						100	71	6	5
17	24,05 - 24,50	Limo aciloso color gris verdoso con arena. Consistencia media		MH	75	81	44						100	72	7	5
18	25,25 - 26,00			MH	85	97	53						100	76	6	5
<b>FIN PERFORACION</b>																



## 4.2.2 Diagrama de Esfuerzos



### 4.3 Sitio 3

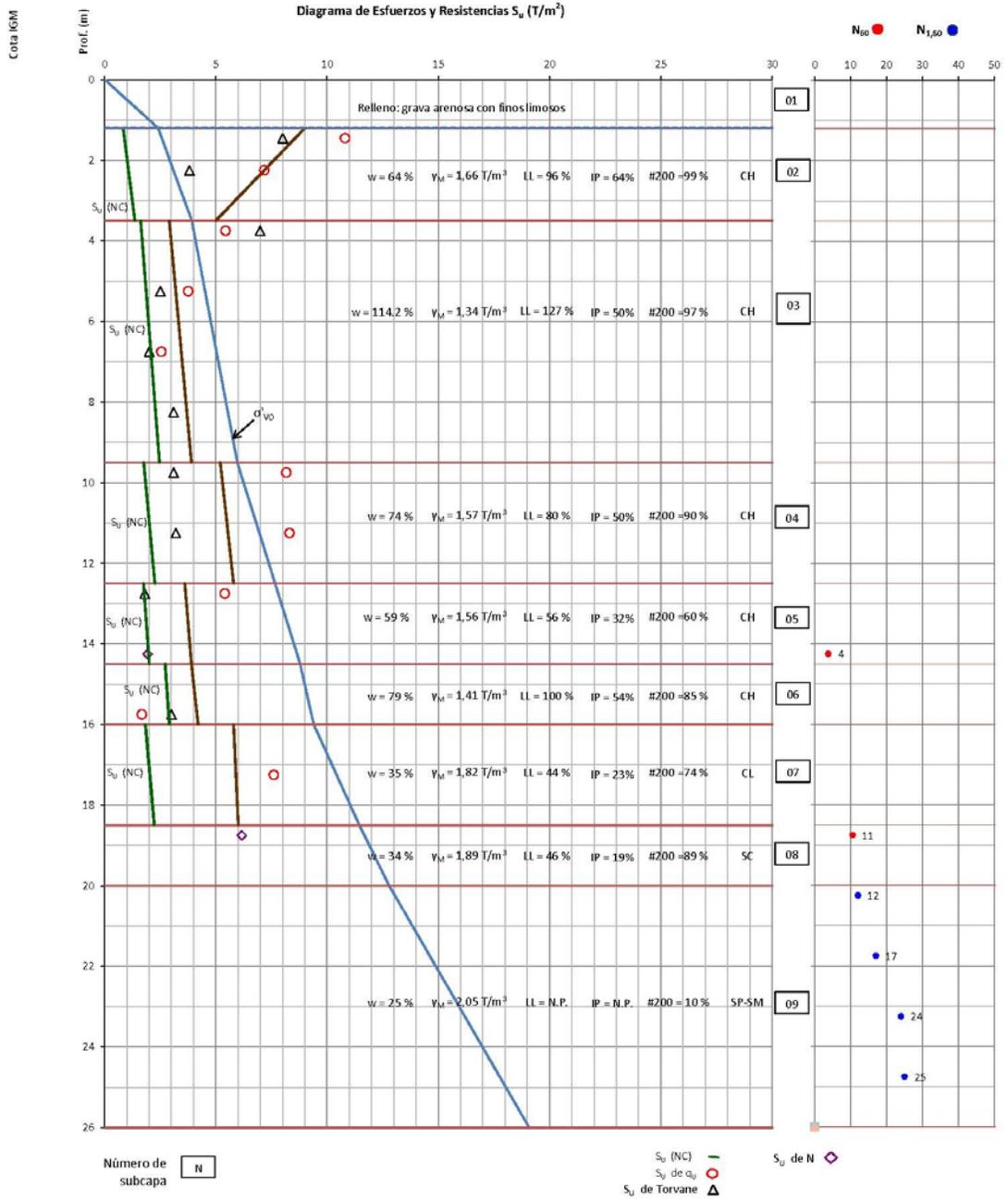
#### 4.3.1 Resumen de Ensayos

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO																	
SITIO 3																	
HOJIANº 1 de 2																	
FECHA: Febrero - 2013																	
HUMEDADES																	
MUES. TRA Nº	PROFUND. (m)	DESCRIPCION	ESTRATI GRAFIA	SUCS	W %	LW %	IP %	Y <sub>w</sub> %	γ <sub>sat</sub> T/m <sup>3</sup>	γ <sub>su</sub> T/m <sup>3</sup>	ε %	T <sub>rev</sub> T/m <sup>2</sup>	Fe T/m <sup>2</sup>	Nº4 %	Nº200 %	N	N <sub>c</sub>
	0,00 - 1,50	Relleno															
1	1,50-1,70	Arcilla amarilla verdosa, consistencia de cura a media, alta plasticidad		CH	50	63	54	1,762	10,8	6,44	8,70			100	99		
2	2,00-2,30			CH	78	108	73	1,527	1,17	2,68	3,30			100	99		
3	3,50-4,00			CH	101	118	78	1,465	5,43	6,98	3,30			100	99		
4	5,00-5,30			CH	117	129	88	1,347	3,75	8,59	2,50			100	99		
5	6,50-7,00	Arcilla verdosa con olor orgánico. Consistencia de media a blanda. Alta plasticidad		CH	120	138	91	1,211	2,55	7,51	2,70			100	91		
6	8,00-8,30			CH	119	121	70				3,10			100	100		
7	9,50-10,00			CH	62	66	39	1,641	8,16	3,76	3,10			100	84		
8	11,00-11,50	Arcilla verdosa con limo, consistencia media, alta plasticidad		CH	87	53	60	1,451	8,31	5,90	3,20			100	95		
9	12,50-13,00	Arcilla gris verdosa con estratos de arena fina, consistencia media, alta plasticidad		CH	64	61	37	1,562	5,40	5,37	1,30			100	67		
10	14,00-14,50			CH	53	51	26							100	53	5	
11	15,50-16,00	Arcilla gris verdosa con residuos de materia orgánica, muy blanda		CH	105	125	81	1,427	1,67	7,51	3,30			100	99		
12	17,00-17,50	Arcilla limosa verdosa con estratos de arena fina, consistencia media		CL	35	44	23	1,821	7,60	3,76				100	74		
13	18,50-19,00	Arena arcillosa verdosa, medianamente compacta		SC	34	46	19							100	89	14	
14	20,00-20,50			SM	19		N-P							100	14	19	



### 4.3.2 Diagrama de Esfuerzos

SITIO 3



## **5.0 Resultados del Ensayo CPT**

Las pruebas CPT fueron ejecutadas cumpliendo con la norma ASTM D5778 (2007). Como se mencionó en el capítulo 3, la penetración del cono fue realizada a una velocidad de 2.0 cm/s con el equipo de empuje Pagani TG-63, mientras se registraban lecturas de resistencia de la punta del cono, fricción lateral y presión dinámica de poros.

Durante el CPT, se puede estimó el nivel freático, deteniendo la penetración en un estrato arenoso y permitiendo que el cono trabaje como piezómetro.

Para los ensayos en ambos sitios se utilizó un penetrómetro de compresión electrónico con punta de cono. El cono tiene un área proyectada de 10 cm<sup>2</sup>. Al inicio del ensayo el cono fue saturado con aceite de silicona y un filtro poroso de bronce que se encuentra detrás de la punta.

Durante la prueba se tomaron las mediciones del CPT cada 1cm.

En el sitio 1 se ejecutó un ensayo de penetración estática de 27 metros de profundidad por debajo de la cota de terreno existente. El nivel freático se encuentra a 2.5 metros. El equipo fue anclado a las capas superficiales del terreno con varas helicoidales para poder alcanzar la capacidad de reacción necesaria. Debido a la presencia de un relleno compactado, fue necesaria la excavación de 1.8 metros de material para permitir el correcto anclaje del equipo. A partir de esta profundidad se muestran lecturas.

En el sitio 2 se realizó un ensayo de penetración estática de 39.6 metros de profundidad por debajo de la cota de terreno existente. El nivel freático se encuentra a 3m. El equipo fue anclado a las capas superficiales del terreno con varas helicoidales para poder alcanzar la capacidad de reacción necesaria. Como el cono no podía penetrar la capa de relleno por su compactación y tamaño de las piedras, se llevó a cabo una penetración dinámica hasta 2.2m, a partir de la cual existen registros del ensayo.

En el sitio 3 se realizó un ensayo de penetración estática de 34.9 metros de profundidad por debajo de la cota de terreno existente. El nivel freático se

encuentra a 5m. El equipo fue anclado a las capas superficiales del terreno con varas helicoidales para poder alcanzar la capacidad de reacción necesaria. A partir de 0.8m de profundidad existen registros del ensayo.

En los 3 sitios se determinaron:

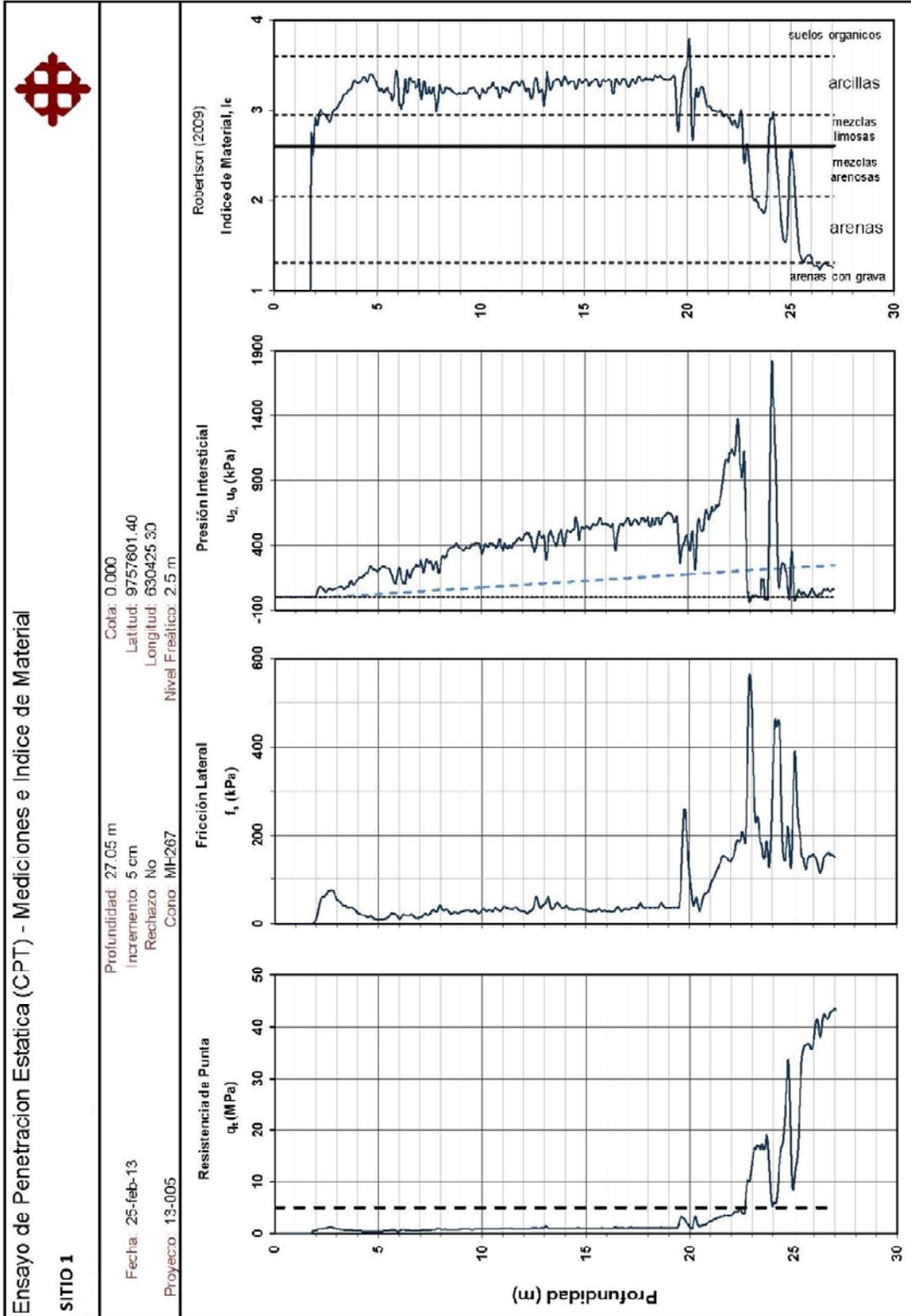
- Resistencia de Punta
- Fricción lateral
- Presión de poros
- Índice de Material
- Ángulo de fricción
- Razón de esfuerzo lateral
- Esfuerzo de preconsolidación
- Índice de sobreconsolidación
- Resistencia al esfuerzo cortante

## 5.1 Correlaciones utilizadas

Parámetro	Correlación	Autor
Resistencia por punta corregida $q_t$	$q_t = q_c + u_2(1 - a)$ $u_2 = \text{presión de poros}$ $a = \text{área neta determinada por calibración en laboratorio, se utilizó } 0.58$	Lunne, et al. 1997
Índice de tipo de comportamiento de suelo $I_c$	$I_c = ((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5}$ $Q_t = (q_t - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo}$ $F_r = (f_s / (q_t - \sigma_{vo})) * 100\%$	Robertson, 2010
Ángulo de fricción $\phi'$	Arenas: $\phi' = 17.6 + 11 \log(Q_{tn})$ $Q_{tn} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{P_a} * \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}}\right)^n$ $n = 0.381 * I_c + 0.15(\sigma'_{vo} / P_a) - 0.15 \leq 1.0$ Arcillas y limos: $\phi' = 29.5^\circ * B_q^{0.121} * (0.256 + 0.336 * B_q + \log Q_{t1})$ $B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}}$ $Q_{t1} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$	Arenas: Kulhawy y Mayne (1990) Suelos cohesivos: Instituto Tecnológico de Noruega (NTH) - Senneset (1989)
Peso específico $\gamma_t$	$\gamma / \gamma_w = 0.27[\log R_f] + 0.36[\log(q_t)] + 1.236$ $R_f = \text{Radio de fricción} = (f_s / q_t) 100\%$ $\gamma_w = \text{Peso específico del agua}$ $P_s = \text{presión Atmosférica}$	Robertson, 2010
Resistencia no drenada $S_u$	$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} = \frac{1}{2} \text{seno } \phi' * OCR^\wedge$ $\wedge = 0.7 - 0.9 \text{ (Se tomó } 0.8)$	Wroth & Holsby (1985)
Esfuerzo de preconsolidación $\sigma'_p$	$\sigma'_p = k(q_t - \sigma_{vo})^{mp}$ $mp = 0.6 + 0.04 \exp(I_c - 0.7)$ Se recomienda un $k=0.33$ pero es variable	Kulhawy y Mayne (1990)
Razón de Esfuerzo Lateral ( $K_0$ )	$k_0 = (1 - \text{seno } \phi') * OCR^{\text{seno } \phi'}$	Kulhawy y Mayne (1990)
$N_{60}$ equivalente	$\frac{q_t / P_a}{N_{60}} = 8.5 \left(1 - \frac{I_c}{4.6}\right)$	Jefferies y Davies (1993)

\* $\sigma_{vo}$ ,  $\sigma'_{vo}$  y OCR se calculan normalmente.

5.2 Sitio 1



# Ensayo de Penetración Estática (CPT) - Propiedades



## SITIO 1

Fecha: 25-feb-13  
 Proyecto: 13-005  
 Profundidad: 27.65 m  
 Incremento: 5 cm  
 Rechazo: No  
 Corc: MH267

Cota: 0.000  
 Latitud: 9757601.40  
 Longitud: 630425.30  
 Nivel Freático: 2.5 m

Kulhawy & Mayne (1990) &  
 Méndez NTH (1989)

Kulhawy & Mayne (1990)

Mayne (2009)

Teorías de CSSM (Wroth & Houlsby, 1985)

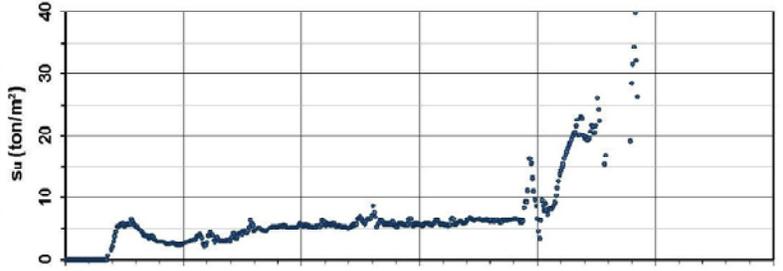
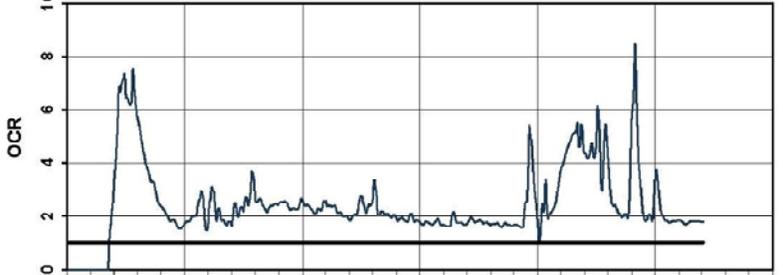
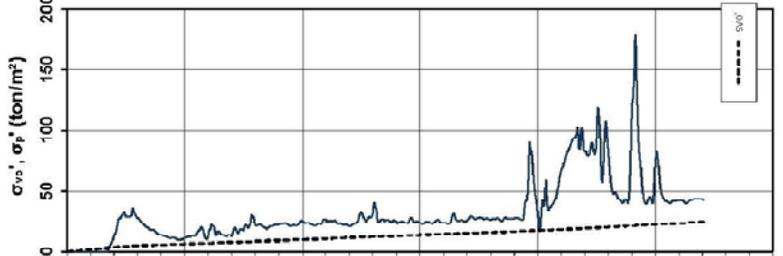
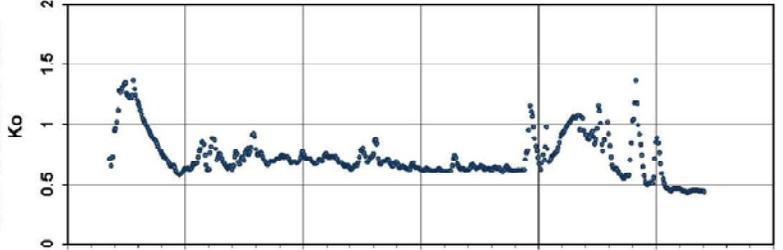
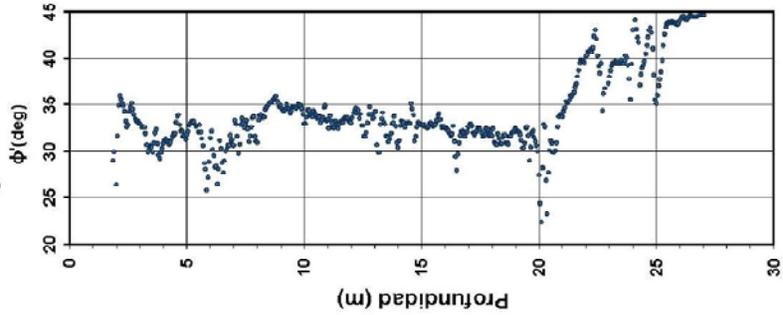
Angulo de Fricción

Razón de Esfuerzo Lateral

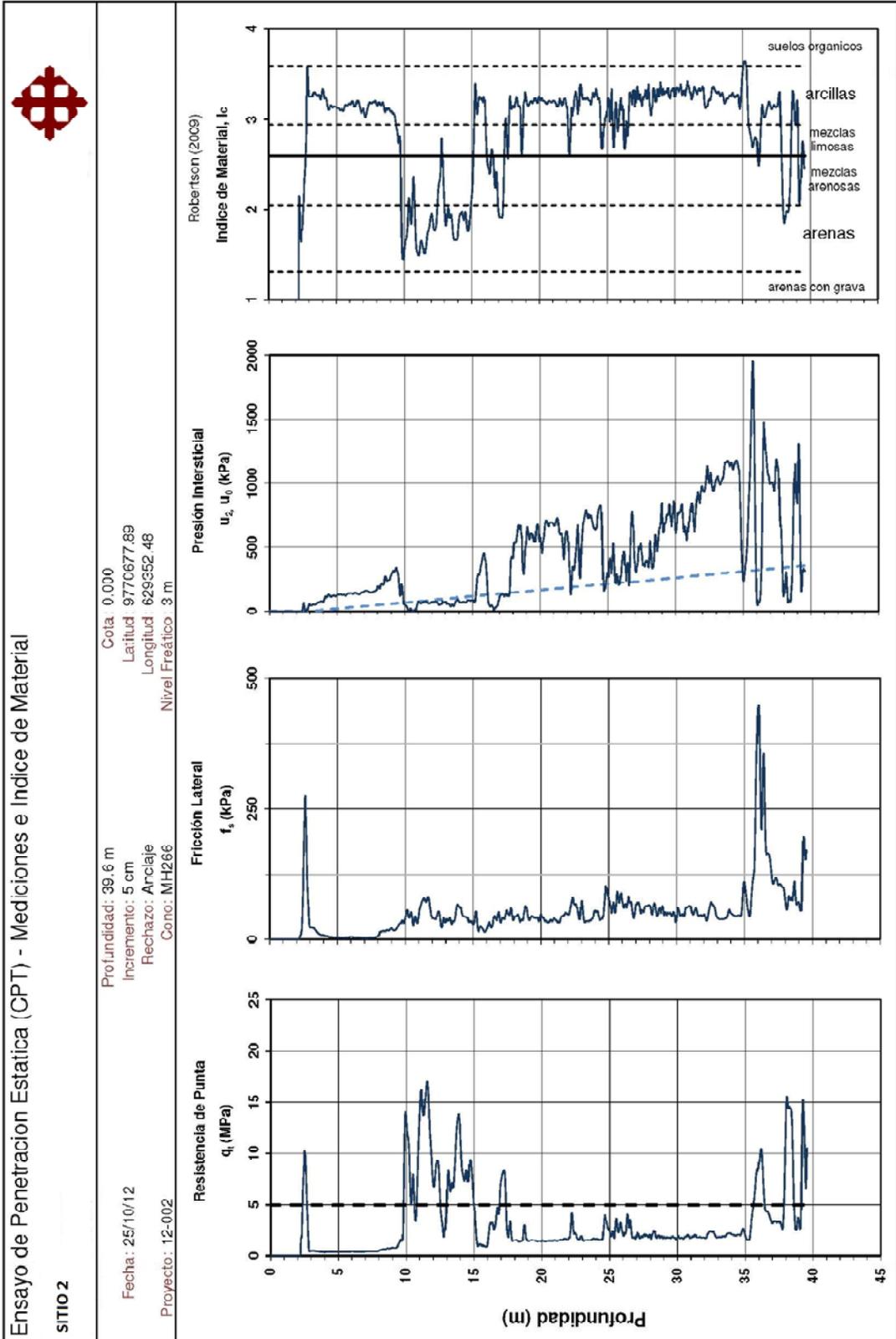
Esfuerzo de Preconsolidación

Índice de Sobreconsolidación

Resistencia al Esfuerzo Cortante



5.3 Sitio 2



Ensayo de Penetración Estática (CPT) - Propiedades

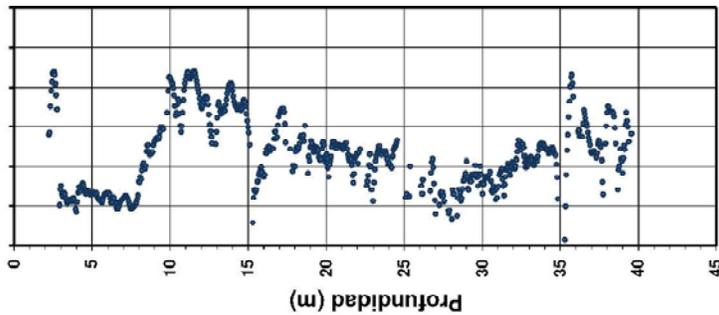


SITIO 2

Fecha: 25/10/12  
 Proyecto: 12-002  
 Profundidad: 39.5 m  
 Incremento: 5 cm  
 Rechazo: Anclaje  
 Cono: MH265  
 Cota: 0.000  
 Latitud: 9770677.89  
 Longitud: 629352.48  
 Nivel Freático: 3 m

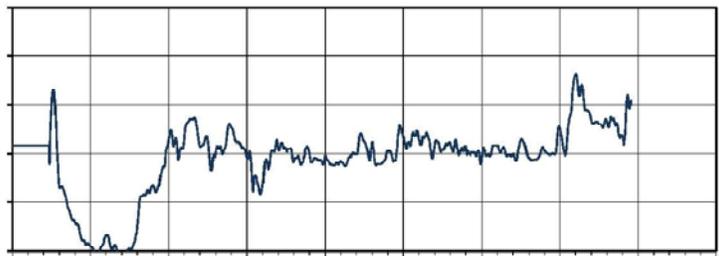
Kulhawy & Mayne (1990) & Método NTH (1989)

Angulo de Fricción  
 $\phi'$  (deg)



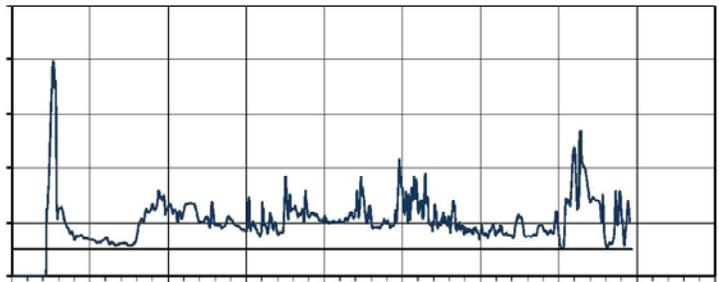
Robertson (2010)

Peso Específico  
 $\gamma_t$  (ton/m<sup>3</sup>)



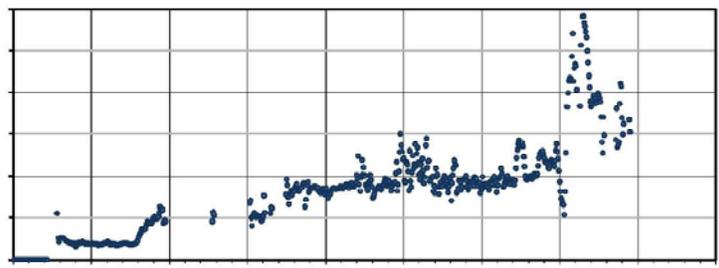
Mayne (2009)

Índice de Sobreconsolidación  
 OCR

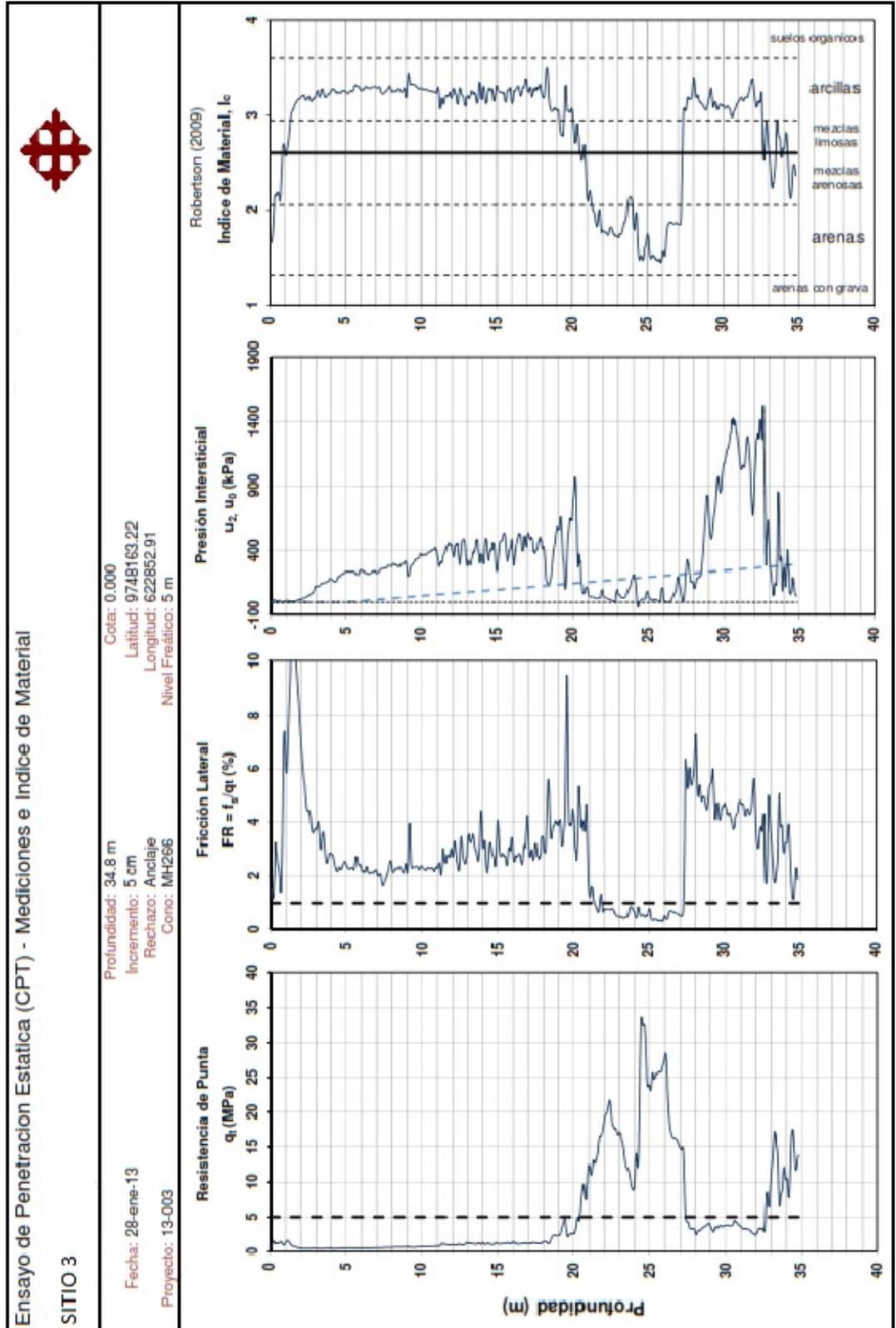


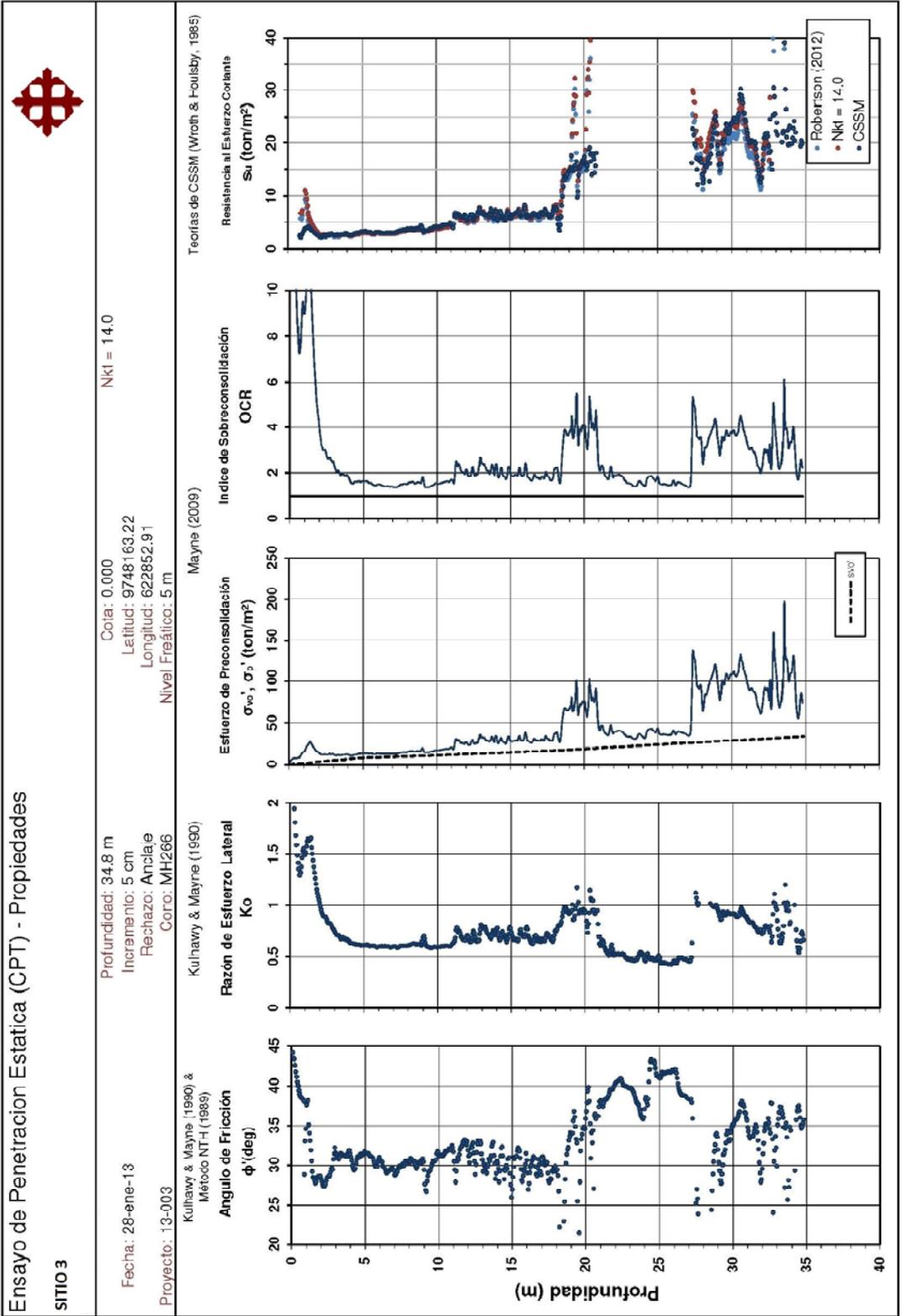
Teóricas de CSSM (Wroth & Hulsby, 1985)

Resistencia al Esfuerzo Cortante  
 $S_u$  (ton/m<sup>2</sup>)



5.4 Sitio 3





**Ensayo de Penetración Estática (CPT) - Propiedades**

**SITIO 3**

Fecha: 28-ene-13  
 Proyecto: 13-003  
 Profundidad: 34.8 m  
 Incremento: 5 cm  
 Rechazo: Anclaje  
 Coro: MH266  
 Cota: 0.000  
 Latitud: 9748'163.22  
 Longitud: 622852.91  
 Nivel Freático: 5 m  
 Nkl = 14.0

Teorías de CSSM (Wroth & Houlsby, 1985)  
 Mayne (2009)  
 Kulhavy & Mayne (1990)  
 Kulhavy & Mayne (1990) & Métozo NT-4 (1989)

## **6.0 Comparación y análisis de resultados de ambos métodos**

### **6.1 Identificación de tipo de suelo**

En la comparación entre los distintos métodos de identificación de tipo de suelo para CPT y el método tradicional, se analizarán datos de los 3 sitios mencionados en el capítulo anterior.

Mediante el método tradicional, se ha clasificado según el sistema de clasificación SUCS, el tipo de suelo a varias profundidades como se indica en el resumen de ensayos del capítulo 4.

A lo largo del tiempo, como se indicó en el capítulo 3, se han propuesto varios métodos de caracterización de suelos a partir de resultados básicos de CPT. A cada profundidad en la que se ha determinado el tipo de suelo mediante el método tradicional, se compararan las identificaciones de los tipos de suelos según varios métodos que ya han sido descritos en el capítulo 3.

Para el método de Begemann, es muy complicado ubicar un punto en el diagrama debido a los bajos valores de Resistencia del cono (Mpa) y resistencia por fuste (Kpa). Debido a esto, los tipos de suelo obtenidos por este método se han basado únicamente en la relación de fricción, al igual que el método de Vos, lo que les da menor confiabilidad.

Por el método de Sanglerat, hay profundidades a las que las resistencias de cono y la relación de fricción (ordenadas y abscisas empleadas para determinar el tipo de suelo en este método) no coinciden con ninguno de los rangos que delimitan si se trata de una arcilla, limo o arena. En esos casos se considerará que no aplica (NA).

En todos los métodos de identificación de tipo de suelo a partir de CPT utilizados en este trabajo, excepto por el diagrama de Eslami-Fellenius y Begemann, se grafica la resistencia por punta del cono versus su propio

inverso (relación de fricción). Esto genera una distorsión en los resultados y quebranta la regla que señala que las variables dependientes e independientes deben ser separadas.

A continuación se muestran 3 tablas, una por cada sitio, en las que se indican los tipos de suelo determinados mediante el método tradicional y se comparan con los tipos de suelos obtenidos por cada método a partir de CPT.

SITIO 1

Muestra N°	Prof	w%	#200	Método tradicional		SUCS	TIPO DE SUELO										
				Degensum	Sauglerad		Schnaettermann	Douglas and Olsen	Vos	Robertson	Islami-Fellenius						
1	0,10	35	90			ML											
2	0,75	16	36			SM											
3	1,25	13	30			GP-GM											
4	1,75	20	29			GM											
5	2,25	36	69	Turba Pt	Arcilla	CH	Arcilla orgánica	Arcilla							Turba Pt	Arcilla limosa	Arcilla y/o limo
6	2,60	42	99	Arcilla	/	CH	Arcilla orgánica	Arcilla							Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla y/o limo
6'	2,85	43	99	Turba Pt	/	CH	Arcilla orgánica	Arcilla							Turba Pt	Arcilla limosa	Arcilla y/o limo
7	3,75	78	100	Arcilla	Arcilla	MH	Arcilla orgánica	Arcilla	Arcilla sensitiva						Turba Pt	Arcilla limosa	Arcilla y/o limo
8	4,75	96	100	Arcilla	Arcilla	MH	Arcilla muy blanda	Arcilla	Arcilla sensitiva						Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla blanda
9	6,25	74	97	Arcilla y loam	Arcilla	CH	Arcilla blanda	Arcilla	Arcilla sensitiva						Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla y/o limo
10	7,75	74	98	Arcilla	Arcilla	CH	Arcilla	Arcilla	Arcilla sensitiva						Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla y/o limo
11	9,25	75	97	Arcilla	Arcilla	CI1	Arcilla	Arcilla	Arcilla sensitiva						Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla y/o limo
12	10,75	73	98	Arcilla	Arcilla	MH	Arcilla	Arcilla	Arcilla sensitiva						Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla y/o limo
13	12,25	81	95	Arcilla y loam	Arcilla	MH	Arcilla	Arcilla	Arcilla sensitiva						Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla y/o limo
14	13,75	94	91	Arcilla	Arcilla	MH	Arcilla	Arcilla	Arcilla sensitiva						Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla y/o limo
15	15,25	96	87	Arcilla y loam	Arcilla	MH	Arcilla	Arcilla	Arcilla sensitiva						Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla y/o limo
16	16,75	92	93	Arcilla y loam	Arcilla	MH	Arcilla	Arcilla	Arcilla sensitiva						Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla y/o limo
17	18,25	78	93	Arcilla	Arcilla	MH	Arcilla	Arcilla	Arcilla sensitiva						Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla y/o limo
18	19,75	274	11	Turba Pt	/	Pt	Arcilla Orgánica	Arcilla	Arcilla						Turba Pt	Arcilla limosa	Arcilla limosa
19	21,25	27	88	Arcilla	Limo	MH	Arcilla limosa	Arcilla	Arcilla						Arcilla	Arcilla limosa	Limo arcilloso
20	22,75	23	72	Limo arcilloso arenoso	Arcilla	MH	Limo arcilloso	Arcilla	Arcilla						Limo	Limo arenoso	Limo arenoso
21	24,20	44	80	Arcilla	/	ML	Arcilla firme	Arcilla	Arcilla						Turba Pt	Limo arcilloso	Limo arcilloso
21'	24,40	27	26	Arcilla limosa	/	SM	Arcilla limosa	Arcilla	Arcilla						Limo	Arcilla limosa	Arcilla limosa
22	25,20	15	17	Arcilla limosa	/	SM	Arcilla densa	Arcilla	Arcilla						Limo	Arcilla limosa	Arcilla limosa



SITIO 3

Muestra N°	Prof	w <sup>6%</sup>	#200	TIPO DE SUELO							Eslami-Fellenius	
				Método tradicional	SUCS	Begemann	Sanglerat	Schmertmann	Douglas and Olsen	Vos		Robertson
1	1,45	50	99	Arcilla	CH	Turba	NA	NA	NA	Turba	Arcilla	Arcilla
2	2,25	78	99	Arcilla	CH	Arcilla	Arcilla	Arcilla orgánica	Arcilla sensitiva	Arcilla	Arcilla	Arcilla blanda
3	3,75	101	99	Arcilla	CH	Arcilla limosa arenosa	Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla sensitiva	Arcilla	Arcilla	Arcilla blanda
4	5,25	117	99	Arcilla	CH	Arcilla limosa arenosa	Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla sensitiva	Limo	Arcilla	Arcilla blanda
5	6,75	120	91	Arcilla	CH	Arcilla limosa arenosa	Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla sensitiva	Limo	Arcilla	Arcilla blanda
6	8,25	119	100	Arcilla	CH	Arcilla limosa arenosa	Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla sensitiva	Arcilla	Arcilla	Arcilla blanda
7	9,75	62	84	Arcilla	CH	Arcilla limosa arenosa	Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla sensitiva	Arcilla	Arcilla	Arcilla blanda
8	11,25	87	95	Arcilla	CH	Arcilla limosa arenosa	Arcilla	Limo arcilloso	Arcilla limosa	Limo	Arcilla	Arcilla blanda
9	12,75	64	67	Arcilla	CH	Arcilla y loam	Arcilla limosa	Arcilla limosa	Arcilla limosa	Arcilla	Arcilla	Arcilla blanda
10	14,25	53	53	Arcilla	CH	Arcilla limosa arenosa	Arcilla limosa	Arcilla limosa	Arcilla limosa	Arcilla	Arcilla	Arcilla blanda
11	15,75	105	99	Arcilla	CH	Arcilla y loam	Limo	Arcilla	Arcilla sensitiva	Arcilla	Arcilla	Arcilla blanda
12	17,25	35	74	Arcilla limosa	CL	Arcilla	Limo	Arcilla	Arcilla sensitiva	Arcilla	Arcilla	Arcilla blanda
13	18,75	34	89	Arcilla arcillosa	SC	Arcilla	Arcilla limosa	Arcilla arenosa	Arcilla limosa	Arcilla	Arcilla	Arcilla blanda
14	20,25	19	14	Arcilla fina limosa	SM	Arcilla y loam	Arcilla	Arcilla arenosa	Arcilla limosa	Arcilla	Arcilla	Arcilla blanda
15	21,75	24	11	Arcilla fina limosa	SP-SM	Arcilla	Arcilla	Arcilla arenosa	Arcilla limosa	Arcilla	Limo arenoso	Arcilla
16	23,25	26	10	Arcilla gruesa limosa	SP-SM	Arcilla gruesa	Arcilla	Arcilla arenosa	Arcilla limosa	Arcilla	Arcilla	Arcilla blanda
17	24,75	24	10	Arcilla gruesa limosa	SP-SM	Arcilla gruesa	Arcilla	Arcilla arenosa	Arcilla limosa	Arcilla	Arcilla	Arcilla blanda

En el sitio 1, a la profundidad de las 4 primeras muestras, no hay datos de CPT ya que era la parte compuesta por el relleno en la que no se podía introducir el cono.

Los métodos de Begemann y Vos, indican la presencia de turba en profundidades donde hay arcilla y limo, ambos se basan únicamente en la relación de fricción como se mencionó anteriormente.

Como es de esperarse, las correlaciones más actuales, Robertson y Eslami-Fellenius, dan resultados con mayor concordancia en relación al método tradicional.

En el sitio 2, el método de Begemann a ciertas profundidades no aplica, ya que tiene una relación de fricción muy baja y no entra en los rangos especificados para ningún tipo de suelo.

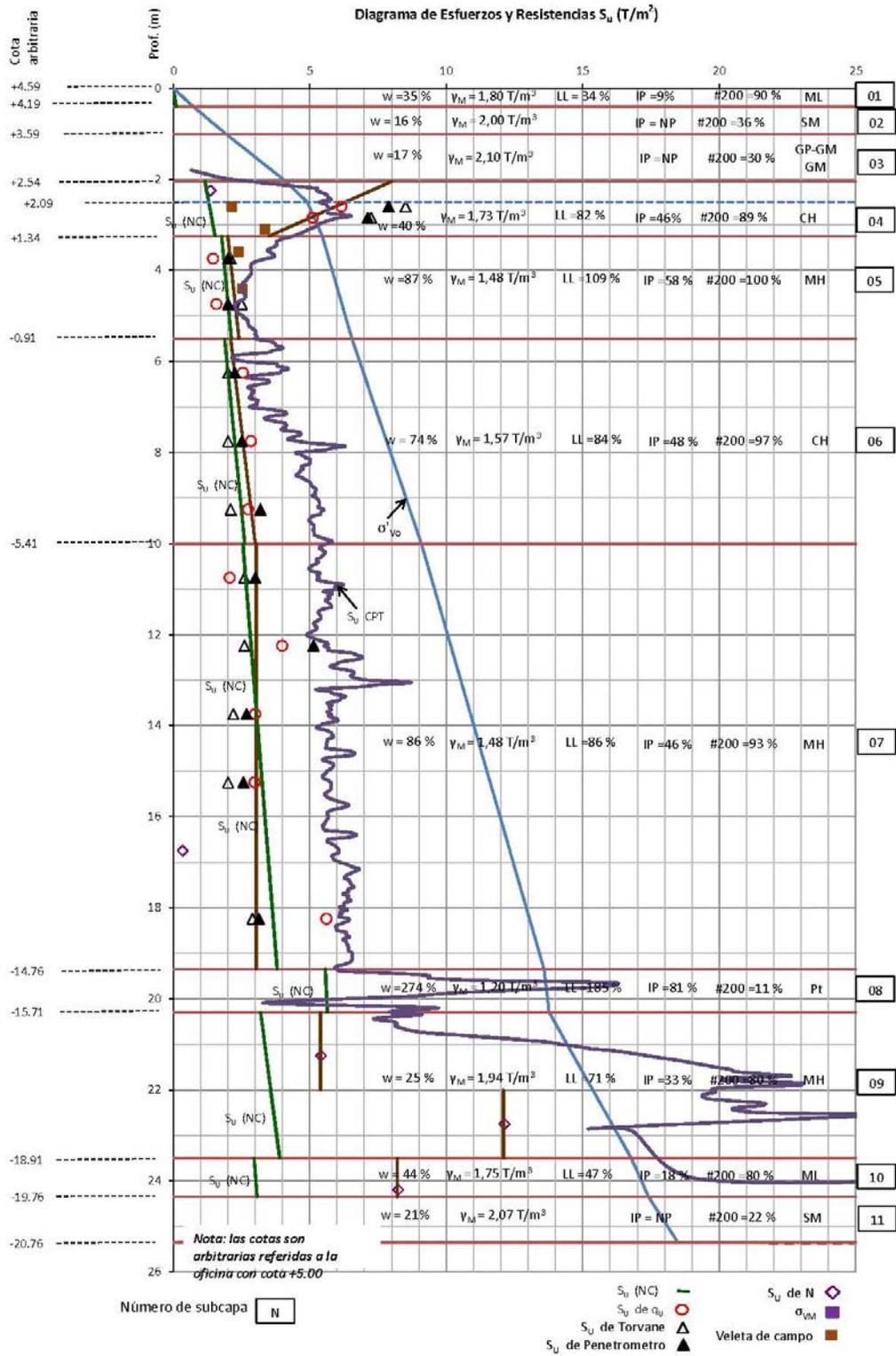
En el método de Sanglerat, al igual que en el sitio 1, algunas combinaciones de  $q_c$  y  $Fr$  no coinciden con ninguna de las áreas correspondientes a arcilla, limo o arena.

En el sitio 3 es conformado en su mayoría por suelo fino y aunque existen ciertas variaciones entre un método y otro, tienen una buena relación y similitud.

En general los métodos de identificación de suelos propuestos por estos autores tienen un gran porcentaje de concordancia en comparación con el método tradicional, sin embargo, los métodos desarrollados últimamente, como el de Robertson o el de Eslami-Fellenius gozan de mayor confiabilidad y no están muy limitados a sitios cercanos a los lugares en los que se han desarrollado, debido a que se ha tenido muchos más datos, proyectos y observaciones para desarrollar los mismos.

## 6.2 Resistencia no drenada $S_u$

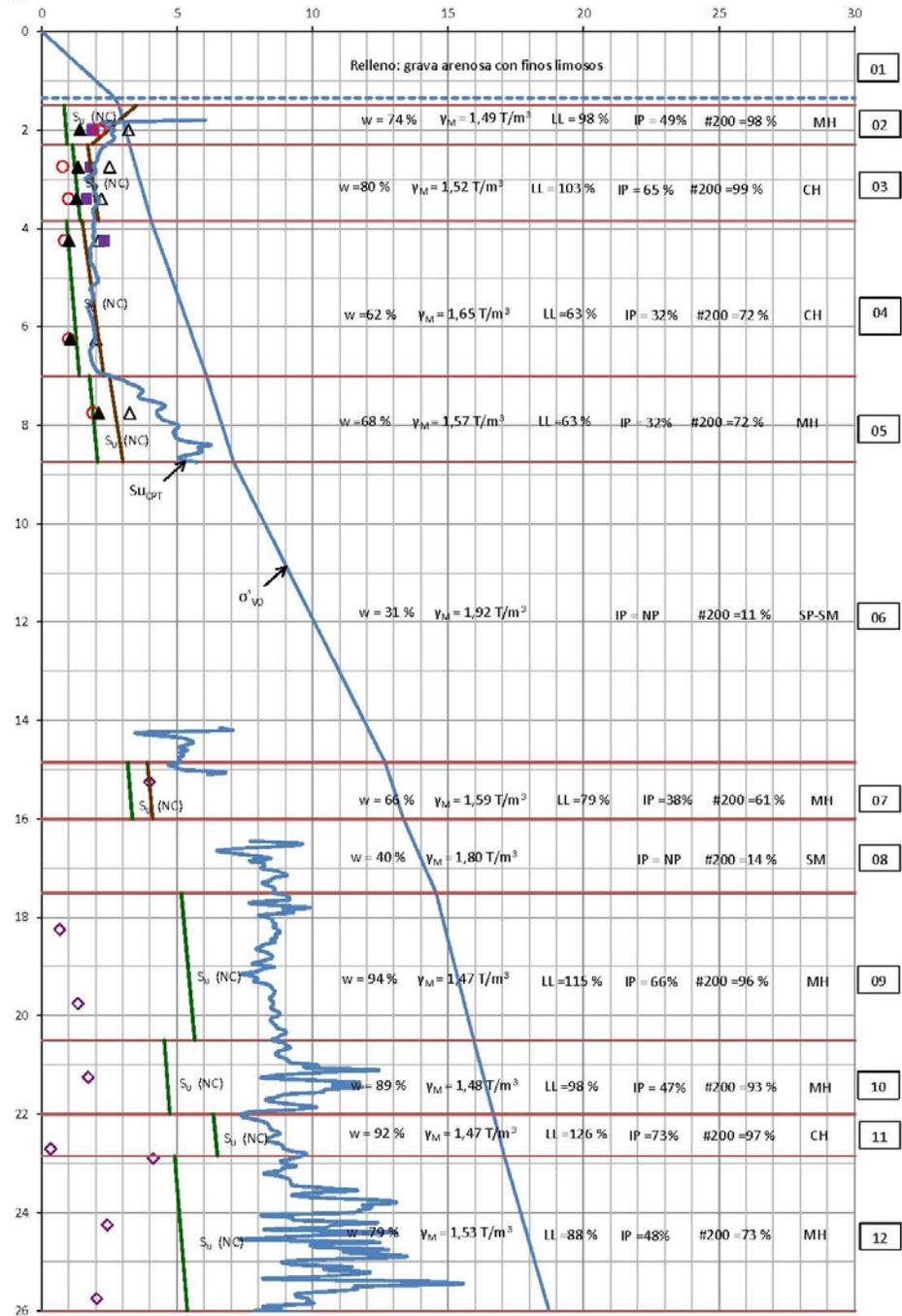
SITIO 1



SITIO 2

Cota (G.M)

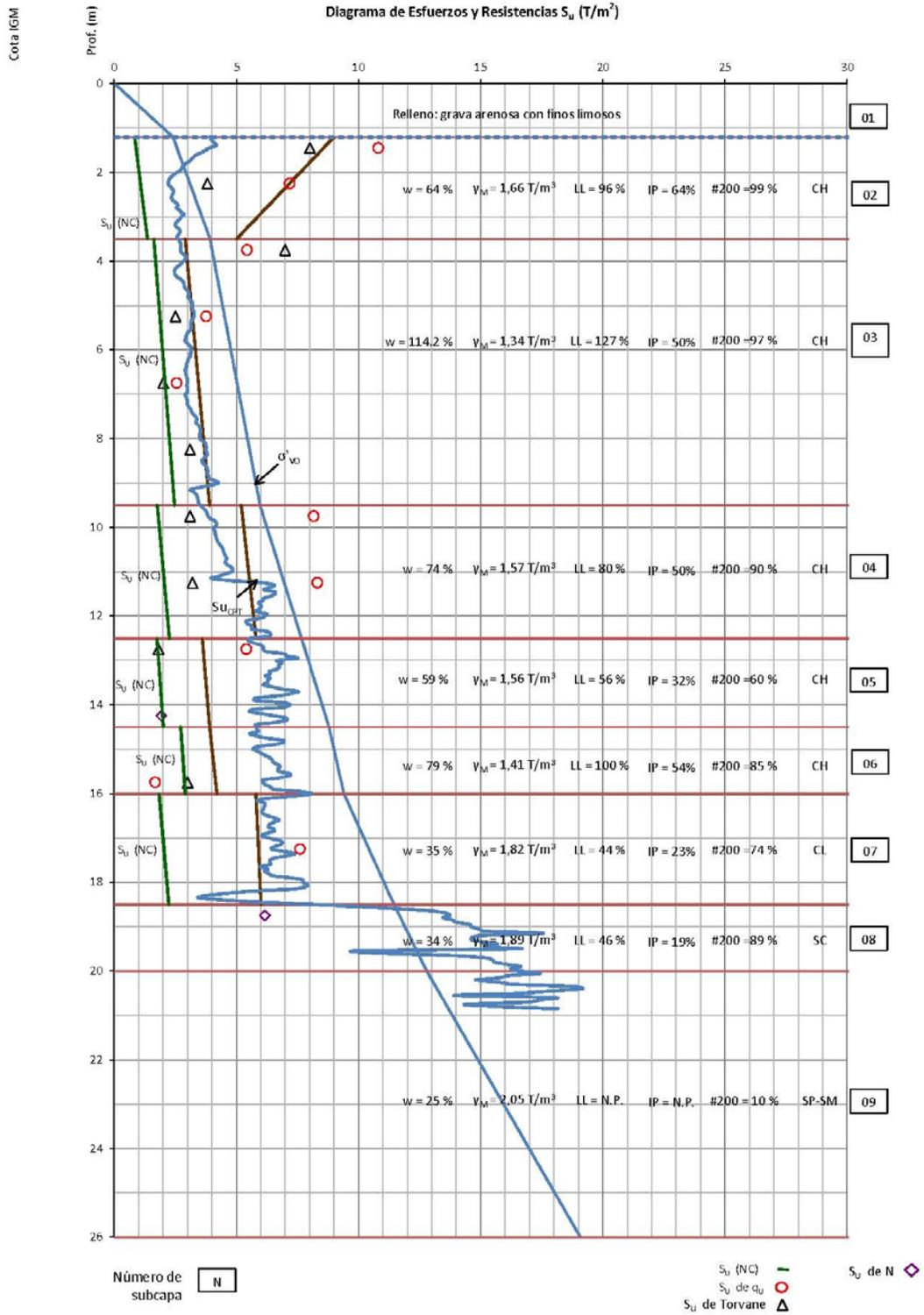
Diagrama de Esfuerzos y Resistencias  $S_u$  (T/m<sup>2</sup>)



Número de subcapa N

- $S_u$  (NC) — Green line
- $S_u$  de  $q_u$  — Red circle
- $S_u$  de Torvane — Blue triangle
- $S_u$  de Penetrometro — Black triangle
- $S_u$  de N — Purple diamond
- $\sigma'_{vM}$  — Blue square
- $S_u$  de veleta — Purple square

SITIO 3



En el sitio 1, la resistencia no drenada obtenida a partir de CPT es mayor que la obtenida mediante ensayos tradicionales, sin embargo siguen la misma tendencia. Se podría pensar que la diferencia de resistencias se debe a la alterabilidad de la muestra desde su extracción hasta el momento del ensayo.

Cuando se realiza un ensayo tradicional, se toman muestras cada 1 metro, 1.5 metros o cuando exista cambio de material. Es por esto que no se sabe con exactitud cuáles son los límites de una capa y los mismos son asumidos. A partir de CPT, no se calculan valores de  $S_u$  para arenas ( $I_c \leq 2.6$ ), lo que delimita con mayor precisión que capas son de arena y que capas son de suelo cohesivo. En los sitios 2 y 3 se puede apreciar claramente una disparidad de los valores de  $S_u$  de CPT, que aparecen en profundidades donde, según la estratigrafía generada a partir del método tradicional, hay arenas.

Otra ventaja que se aprecia claramente con los valores encontrados de resistencia no drenada a partir de CPT, es que se pueden detectar capas delgadas que pueden ser pasadas por alto en el método tradicional.

En este caso, para determinar  $S_u$  a partir de CPT, se utilizó la correlación propuesta por Wroth & Holsby, en la cual intervienen OCR y  $\phi'$ , esto usualmente es correcto si no se tienen otros ensayos. Para este trabajo se hicieron ensayos de veleta de campo cuyos resultados son muy confiables, a partir de ellos se pudiera encontrar un valor de  $N_{kt}$  para la arcilla de un lugar en particular mediante la correlación propuesta por Robertson:

$$(S_u/\sigma'_{vo}) = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} (1/N_{KT}) = Q_t/N_{kt}$$

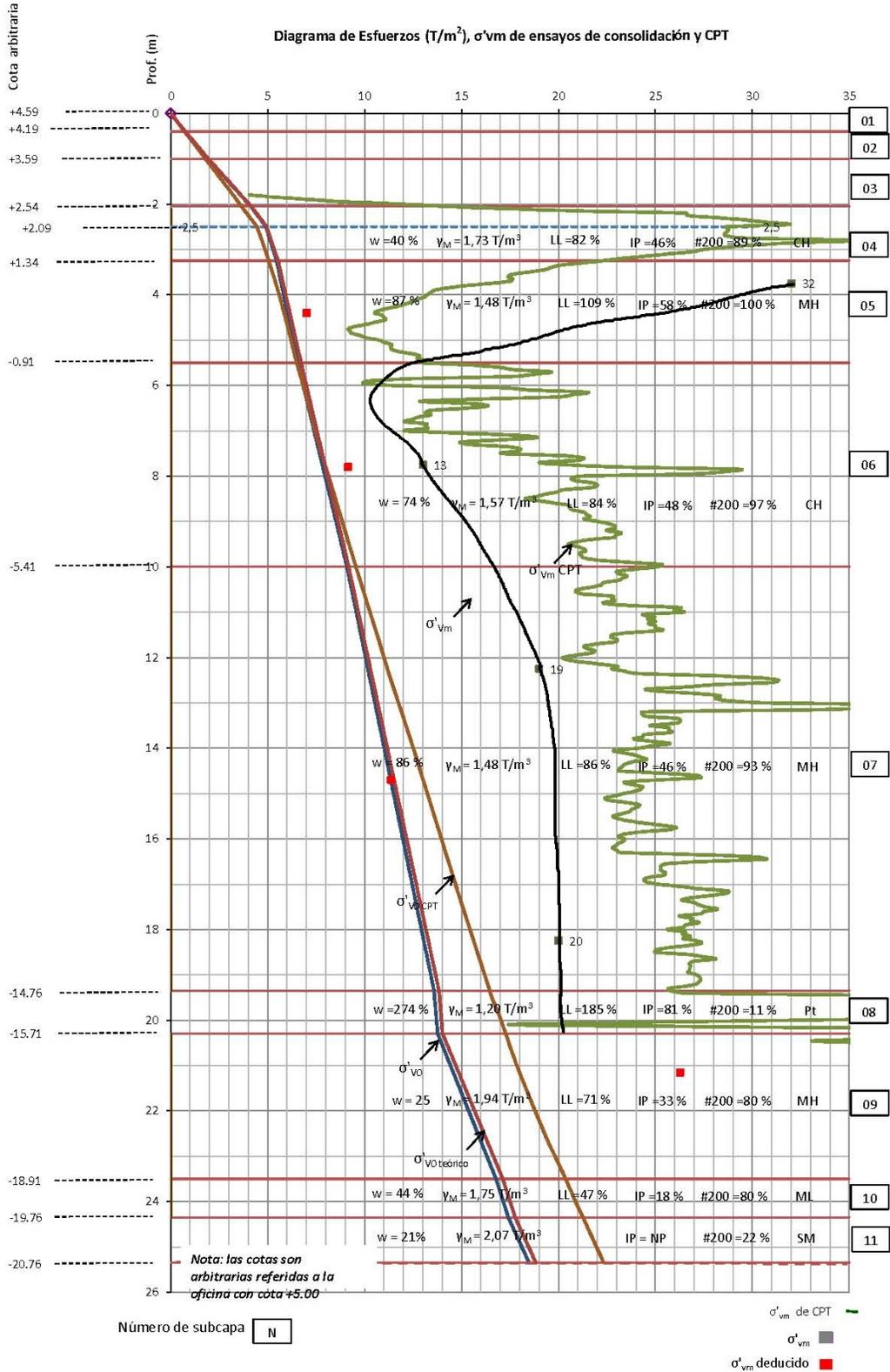
En los 3 sitios se puede apreciar que las estimaciones de  $S_u$  a partir de CPT son mayores a medida que decrece el IP. La determinación de  $S_u$  a partir de CPT se ve influenciado por la historia de esfuerzos, sensibilidad y rigidez.

Debe quedar claro que no existe un método único para estimar  $S_u$  a partir de CPT para todas las arcillas, esta estimación depende de varios factores relacionados con:

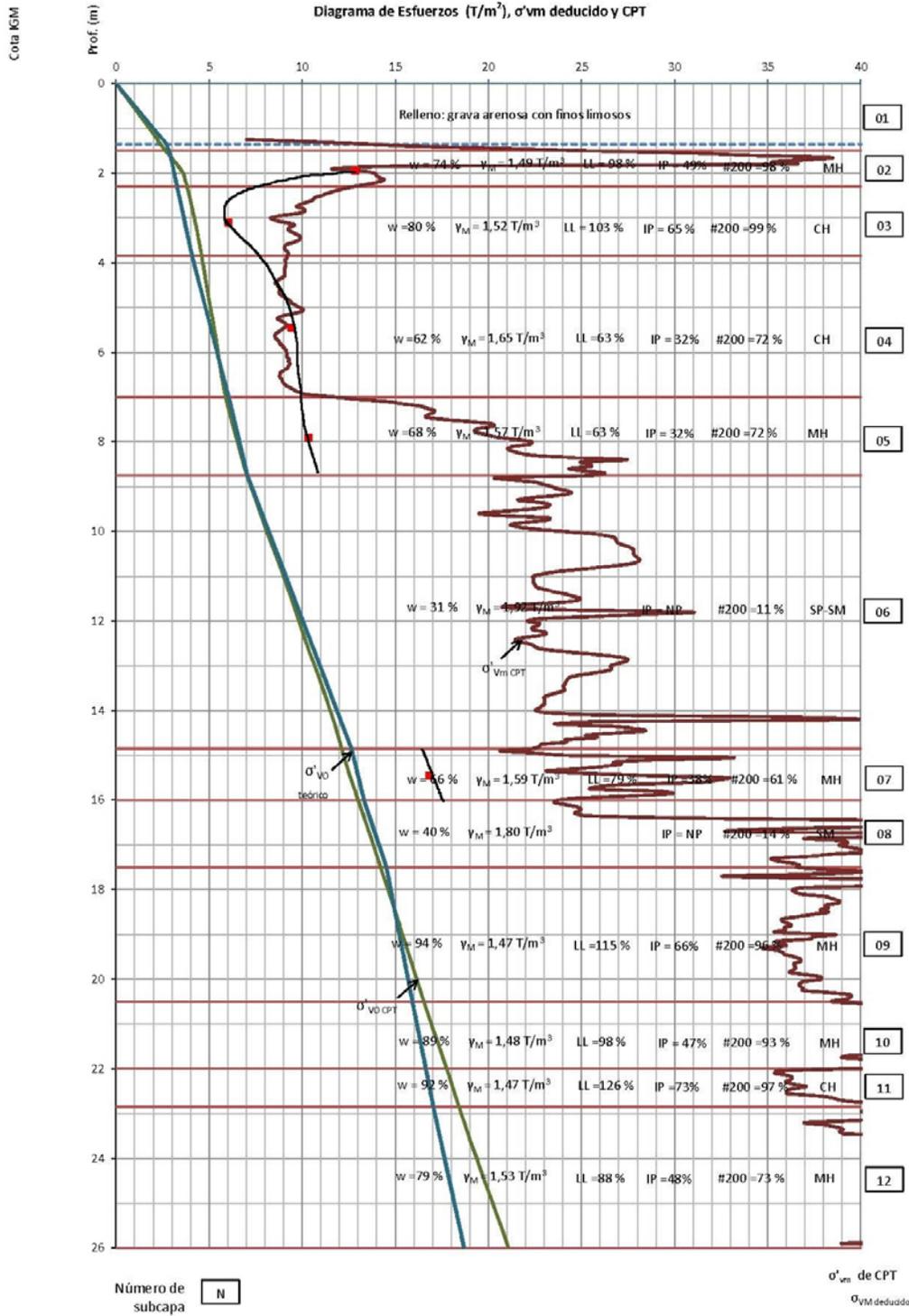
- Características del suelo
- Diseño del cono y procedimiento del ensayo CPT
- La elección de un  $S_u$  de referencia

### 6.3 Esfuerzo de preconsolidación

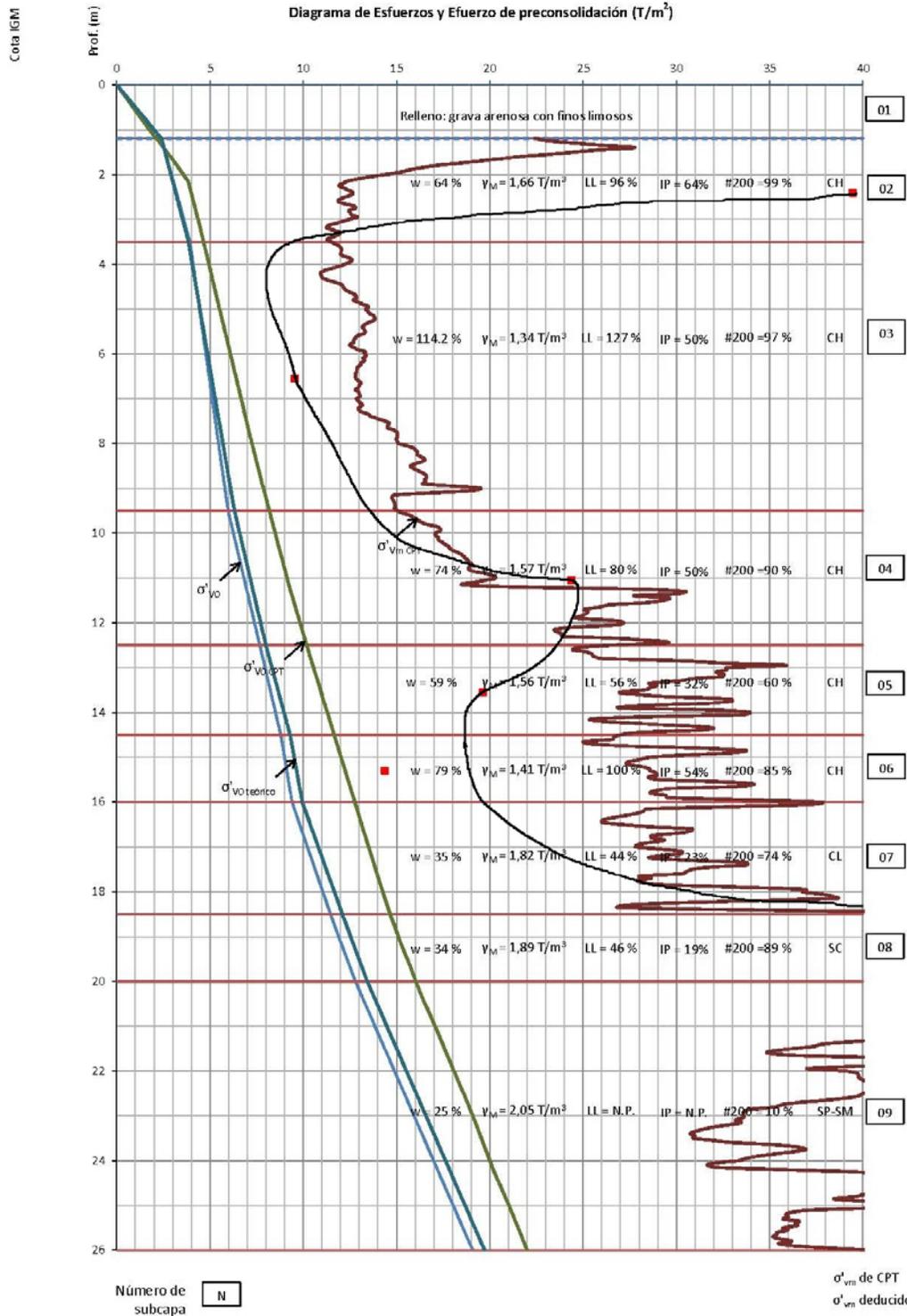
SITIO 1



SITIO 2



SITIO 3



Únicamente en el sitio 1 fue posible realizar ensayos de consolidación para obtener los valores del esfuerzo de preconsolidación. En los otros dos el esfuerzo de sobreconsolidación fue obtenido a través de la siguiente ecuación.

$$OCR^{0.8} = \left( \frac{\left( \frac{s_u}{\sigma'_{vo}} \right)_{OC}}{\left( \frac{s_u}{\sigma'_{vo}} \right)_{NC}} \right)$$

En los 3 sitios los valores de  $\sigma'p$  obtenidos a partir de CPT son mayores que los obtenidos como se mencionó anteriormente, sin embargo se aprecia una concordancia aceptable entre uno y otro.

De todas maneras se podría decir que el  $\sigma'p_{CPT}$ , y por ende el OCR, pueden estar sobredimensionados y hay que ser conservadores a la hora de utilizarlos para cualquier análisis o proyecto.

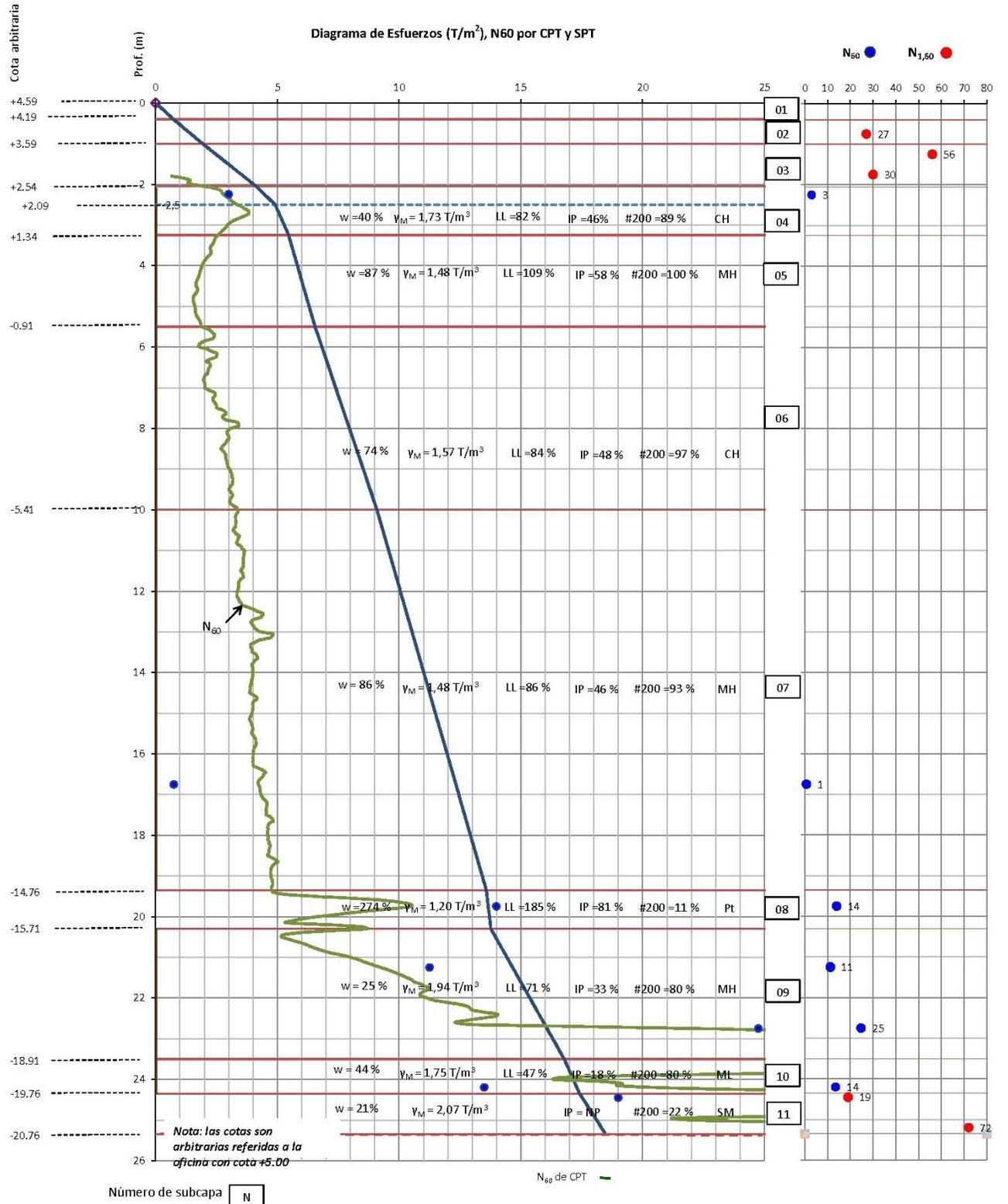
Se han graficado los diagramas de esfuerzo efectivo según los pesos específicos obtenidos en laboratorio y los obtenidos con correlaciones a partir de CPT, para de esta manera ver si el grado de sobreconsolidación disminuiría considerablemente con el  $\sigma'_{vo\ CPT}$ , pero sigue pareciendo elevado.

Si se tienen dudas, se debería obtener el esfuerzo de preconsolidación mediante correlaciones propuestas por varios autores, y si existen discrepancias muy notorias entre una y otra, se debe investigar la razón de la misma.

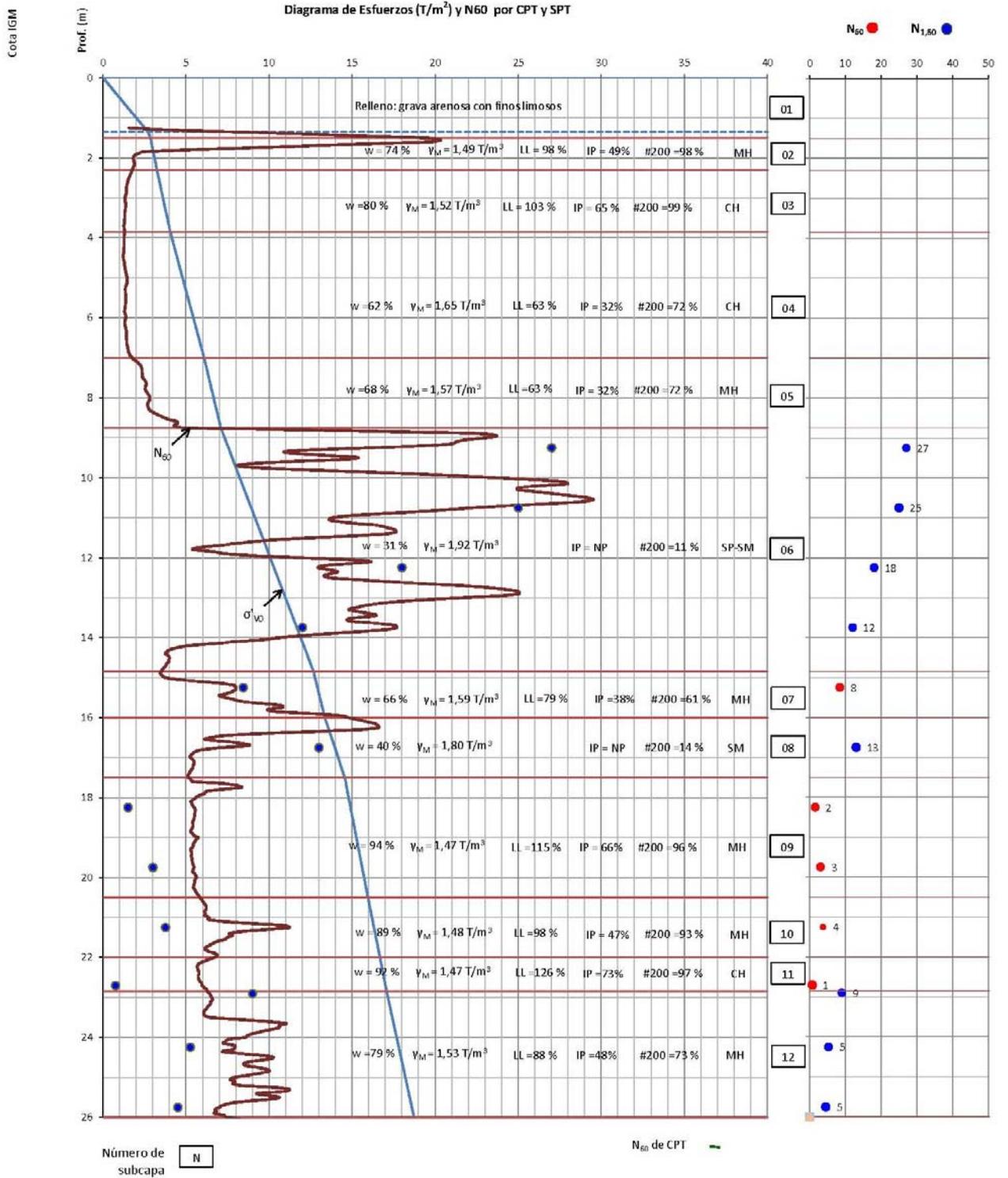
En arenas es más complicado obtener la historia de esfuerzos por dos razones principales: las curvas edométricas para arenas son muy planas, haciendo muy difícil encontrar el esfuerzo de preconsolidación; y es muy difícil obtener muestras inalteradas. Por lo tanto, algunas correlaciones para obtener OCR en arenas han sido derivadas de evaluaciones estadísticas, en pruebas de cámara de calibración.

## 6.4 Valores de N<sub>60</sub>

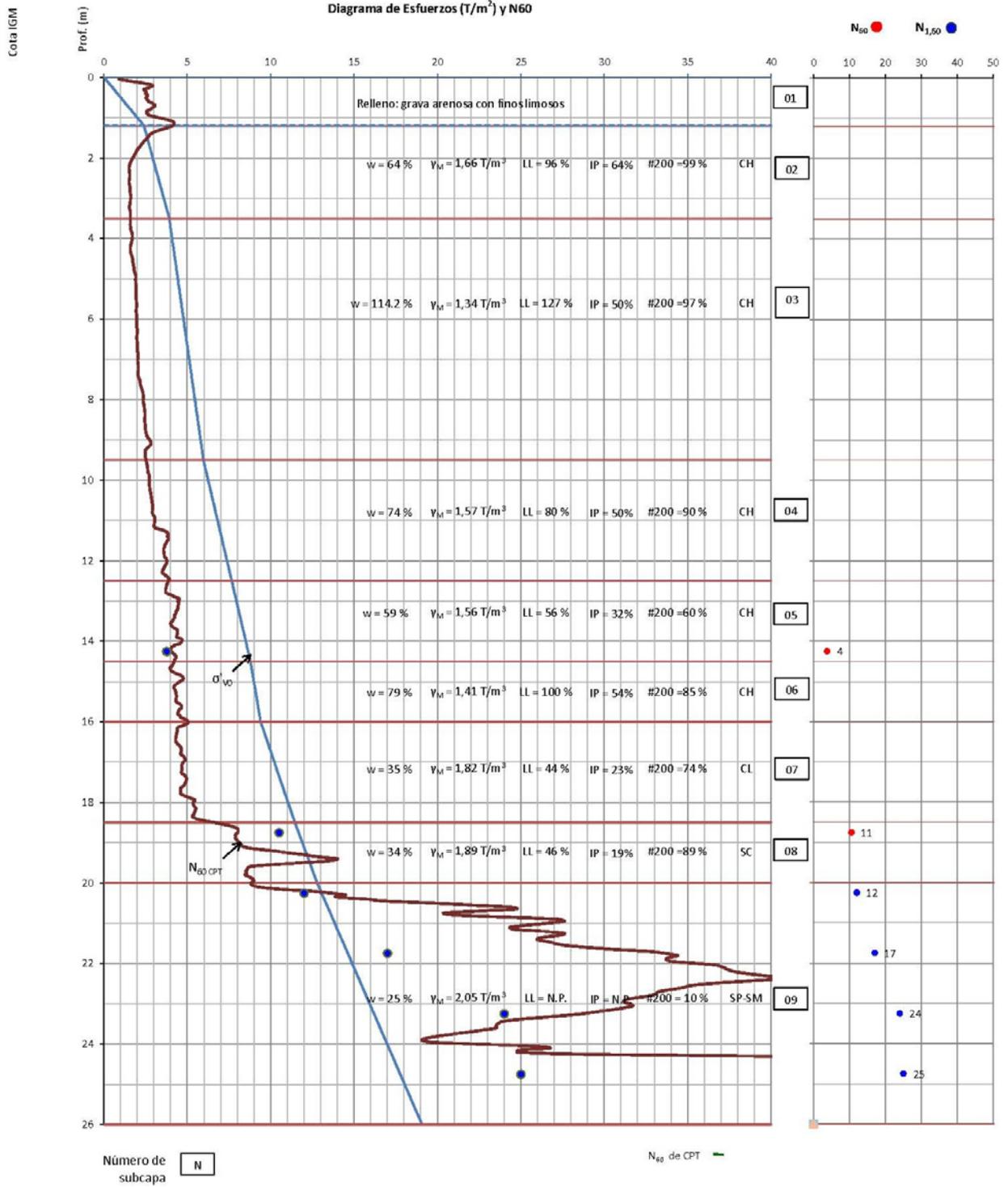
SITIO 1



SITIO 2



SITIO 3



Se puede apreciar que el número de golpes obtenido a partir de SPT tiene una similitud aceptable cuando se compara con el CPT.

Sin embargo, una vez más, reduce una de las ventajas más grandes del ensayo CPT; la continuidad de sus resultados.

Muchas veces se tienen resultados de  $N_{60}$  o  $N_{1,60}$  con valores cercanos, y se podría suponer que se tiene un estrato con una resistencia relativamente constante, pero se puede notar a partir del  $N_{60}$  equivalente obtenido a través de CPT que, entre las profundidades en las que se han realizado ensayos SPT, puede haber una gran variación.

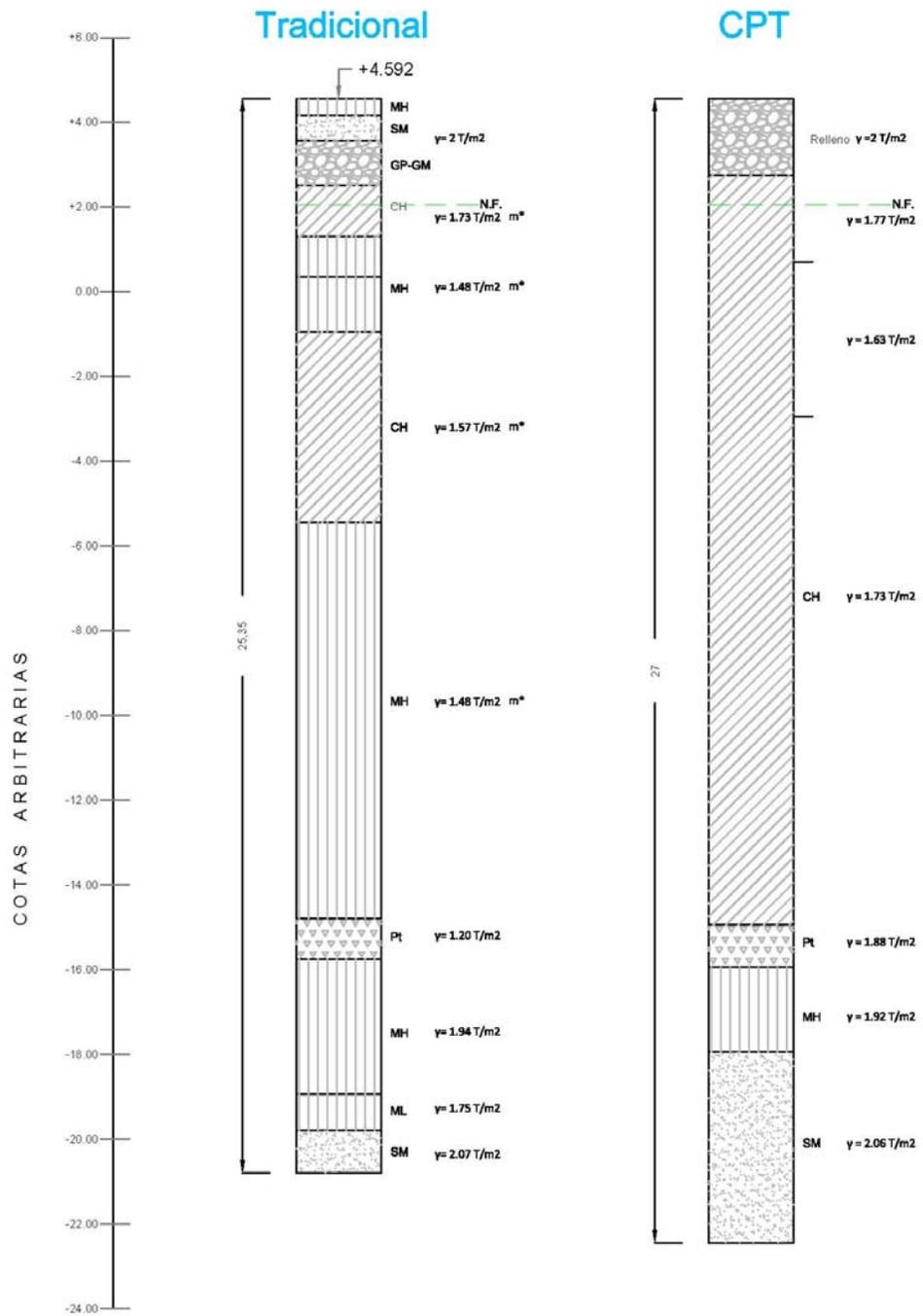
En los tres sitios analizados no se obtuvo un número de golpes muy elevado. Pero cabe recalcar que una ventaja considerable en la estimación de un valor de  $N_{60}$  equivalente es que mediante el SPT los números de golpes dejan de tener validez cuando  $N > 50$  debido a la limitación de energía del martillo, en cambio, en general, si la capacidad de reacción de la máquina de CPT es de 150 kN (15 toneladas), el equipo puede empujar el cono en suelos con  $N > 50$ . Con 200 kN (20 toneladas) de capacidad de reacción es posible empujar el cono en la mayoría de suelos con  $N > 100$ .

Se puede notar en los gráficos comparativos, que mientras en arenas los valores de  $N_{60}$  y  $N_{60 \text{ CPT}}$  son más parecidos, en suelos cohesivos los valores de  $N_{60 \text{ CPT}}$  son mayores que los valores de  $N_{60}$ .

Jefferies & Davies sugirieron que la manera más confiable para obtener los valores de  $N_{60}$ , era realizar un ensayo CPT y convertir el CPT a un equivalente de SPT.

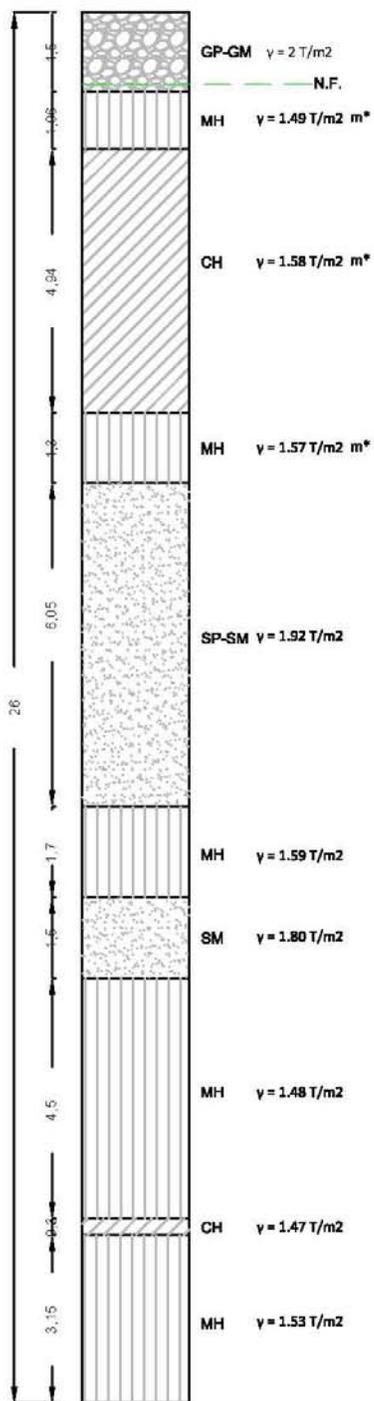
## 6.5 Estratigrafía y Peso específico

### Sitio 1

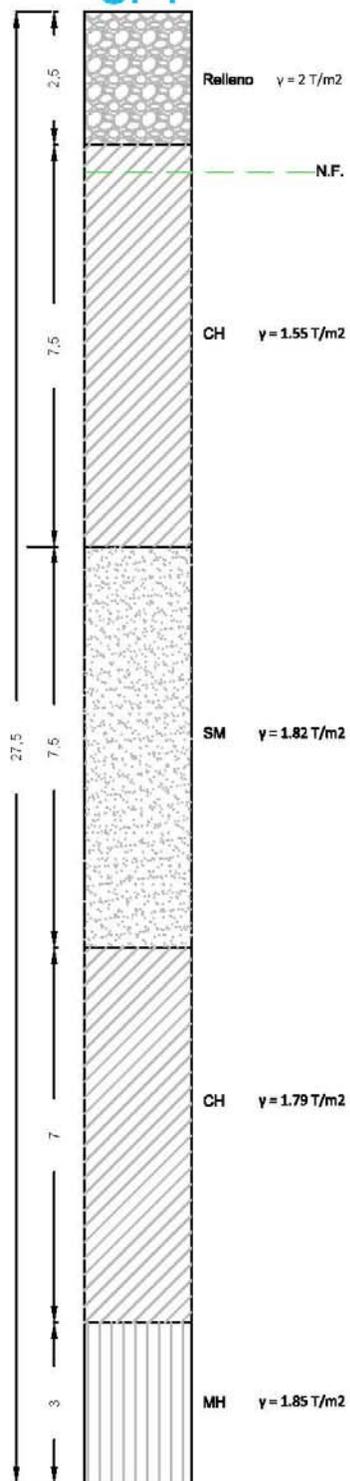


## Sitio 2

### Tradicional

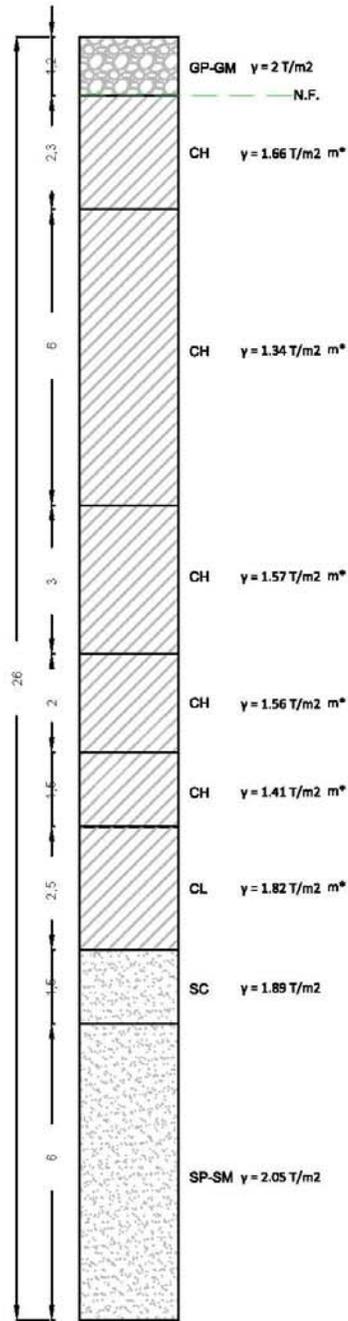


### CPT

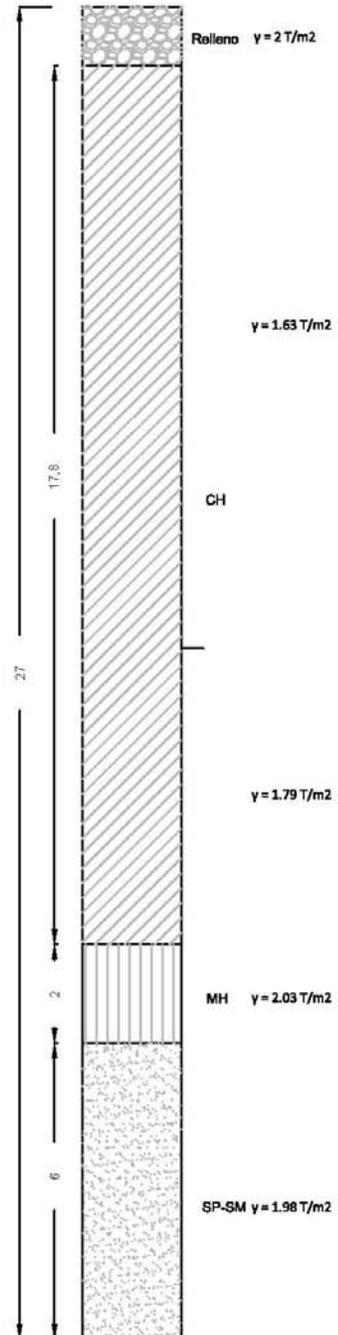


## Sitio 3

### Tradicional



### CPT



Para esta comparación, la estratigrafía a partir de CPT ha sido definida mediante el índice de material,  $I_c$  (Robertson 2009). Como se indicó en el capítulo 6.1, este método tiene una buena concordancia en comparación con el método tradicional.

Para demostrar esto se han colocado las estratigrafías desarrolladas mediante ambos métodos para los 3 sitios.

Como se mencionó en el capítulo 6.2 las pequeñas diferencias entre los límites de las capas obtenidos mediante un método y el otro, pueden deberse a la discontinuidad de la toma de muestras en el método tradicional (cada 1m - 1,5m generalmente).

De todas maneras, si se analiza en que profundidades tenemos suelos cohesivos y en cuales tenemos arenas, la similitud de ambas estratigrafías es muy satisfactoria.

Por otro lado, el peso específico calculado mediante la correlación  $\gamma/\gamma_w = 0.27[\log R_f] + 0.36[\log (q_t)] + 1.236$  (Robertson, 2010), es muchas veces mayor que el obtenida en laboratorio para suelos cohesivos, y tiene un valor similar cuando se trata de arenas.

En este caso, se tiene la certeza de que el peso específico medido en el laboratorio (valores que tienen  $m^*$ ) es más confiable debido a la simpleza del ensayo, que no está sujeto a ninguna interpretación o variables.

Hay que tener en cuenta que puede haber una mala interpretación, cuando el cono está en transición en una interfaz entre dos capas de suelos con diferentes resistencia y consistencia (esto se puede observar en el capítulo 5, índice de material de cada sitio). Se debe identificar si se trata de un mero cambio de estrato o si efectivamente existe alguna capa de suelos mixtos (generalmente limos arenosos o arenas limosas).

## 7.0 Conclusiones

Ambos métodos de caracterización de depósitos de suelos, resultados del ensayo CPT y de metodología tradicional, muestreo-ensayo de laboratorio, tienen ventajas y desventajas.

Ventajas:

- Se obtienen perfiles continuos
- La prueba puede ser ejecutada con rapidez (varios perfiles en un día)
- Los resultados no dependen del operador
- Tiene muy buena base teórica
- Es muy bueno para suelos blandos

Desventajas:

- Requiere una alta inversión de capital
- Se requieren operadores capacitados
- Los elementos electrónicos se dañan y se descalibran
- No se puede utilizar en suelos gravosos
- No se extraen muestras de suelo

En todos los casos analizados, se encontró una buena concordancia entre la estratigrafía del tipo de suelo obtenida a partir del ensayo CPT y la obtenida a través de los sondeos tradicionales.

No se puede esperar que los diagramas de clasificación de CPT proporcionen una identificación exacta del tipo de suelo, sino una guía al tipo de comportamiento de suelo.

Los métodos de clasificación de suelos se han ido modificando, desarrollando y mejorando con el tiempo y a medida que se tienen más datos, es por esto que se recomienda usar los métodos más actualizados o desarrollados lo más cercano a la actualidad.

El perfil del suelo determinado a partir del ensayo CPTu la mayoría de veces concuerda con el del método tradicional. Sin embargo, en arcillas sobre consolidadas o suelos residuales, el perfil del suelo a partir de CPTu puede variar en relación con el del método tradicional.

Es por esto que toda investigación de suelos en las que se emplee CPT debe ser acompañada de ensayos tradicionales. Esto en mayor o menor cantidad dependiendo del tamaño de proyecto y conocimiento previo de la zona.

Además, sin pruebas de laboratorio, el examen visual de las muestras y consideración de la historia geológica del suelo, el CPT puede fácilmente inducir a error en términos de tipo de suelo, resistencia y demás parámetros. En cuanto al peso específico, se recomienda ser cautos a la hora de implementar el  $\gamma_{CPT}$  en la realización de un proyecto o estudio. Si se tiene alguna incertidumbre lo más apropiado sería realizar un sondeo con toma de muestras.

Las nuevas correlaciones tienen como ventaja, que se aplican en un amplio rango de tipos de suelo y se comparan favorablemente con las correlaciones existentes y con los sondeos tradicionales, esto ha derivado en un aumento constante del uso y aplicación de este ensayo en muchas partes del mundo, y está comenzando a utilizarse en nuestra ciudad.

El CPTu es una excelente herramienta para el ingeniero geotécnico en el desarrollo de un perfil de sitio. Naturalmente, no puede servir como herramienta exclusiva investigación del sitio y todavía es necesario el muestreo del suelo. Se pueden hacer ensayos CPT y después de la interpretación de esos resultados, tomar muestras en un sitio que necesite una evaluación más minuciosa, o hacer un ensayo de veleta en una arcilla que sea de interés, o realizar ensayos SPT a intervalos más cortos en una arena licuable, etc., así se reducen los costos de una investigación del sitio al mismo tiempo que aumenta la calidad de la información, porque información importante de capas y límites de las capa no se pasan por alto.

## 8.0 Referencias

Arango A. *Manual de Laboratorio de Mecánica de Suelos*

Bengt H. Fellenius. *Basics of Foundation Design*, 2012

Eslami A., Fellenius B.H., CPT AND CPT<sub>u</sub> DATA FOR SOIL PROFILE INTERPRETATION: REVIEW OF METHODS AND A PROPOSED NEW APPROACH

Ladd C.C., DeGroot D. *Recommended Practice for soft Ground Site Characterization: CONFERENCIA CASAGRANDE*

Ladd C.C., Foott, R., Ishihara K., Schlosser F.; Poulos H.G.; *Stress-Deformation and strength Characteristics*

Mayne P.W., *Regional Report for north America*, 2010

Robertson P.K., *Interpretation of in-situ tests – some insights*, 2012

Robertson P.K., Cabal K.L. *Guide to Cone Penetration Testing*.

**9.0 ANEXO A – Resultados de ensayos de  
compresión simple, consolidación y veleta de  
campo**

## Sitio 1

### Compresión simple



**SITIO 1**

### ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

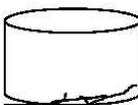
( DEFORMACION CONTROLADA )  
NORMA ASTM D 2166

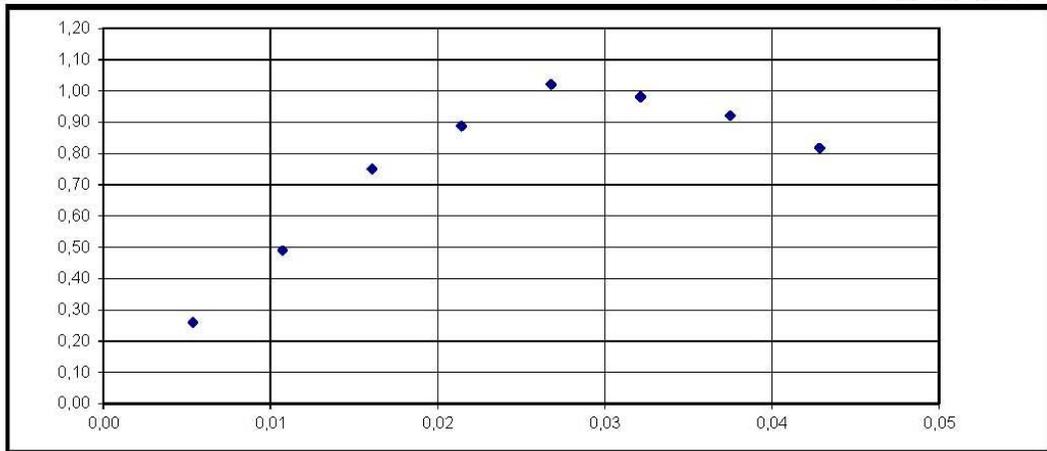
FECHA DE TOMA : 19-feb-13  
FECHA DE ENSAYO: 01-mar-13  
PROFUNDIDAD : 2,70 - 3,00

MUESTRA : 6'

DIAMETRO : 3,66 cm. ALTURA : 7,11 cm. AREA (Ao) : 10,53 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 74,91 cm<sup>3</sup>

W = 128,18 gr.      ρ = 1,711 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 O.OOO1"	Kg	DIAL LC-8 O.OO1"	E= AH H				
19,7	2,74854	0,015	0,00536	0,99464	10,58719	0,25961	
37,4	5,21805	0,030	0,01071	0,98929	10,64452	0,49021	
57,6	8,03635	0,045	0,01607	0,98393	10,70246	0,75089	
68,5	9,55712	0,060	0,02142	0,97858	10,76104	0,88812	
79,2	11,04998	0,075	0,02678	0,97322	10,82026	1,02123	
76,5	10,67328	0,090	0,03214	0,96786	10,88014	0,98099	
72,2	10,07334	0,105	0,03749	0,96251	10,94069	0,92072	
64,5	8,99904	0,120	0,04285	0,95715	11,00191	0,81795	





SITIO 1

### ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )  
 NORMA ASTM D 2166

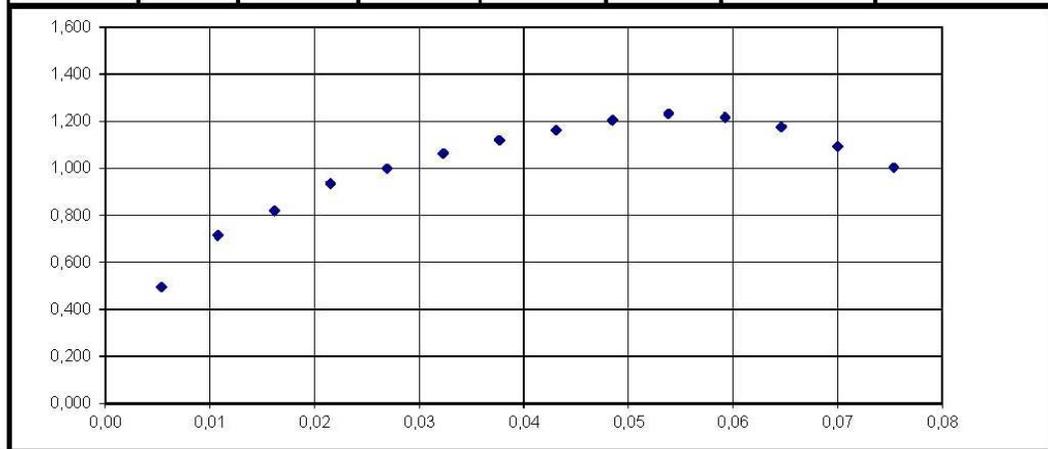
FECHA DE TOMA : 19-feb-13  
 FECHA DE ENSAYO: 01-mar-13  
 PROFUNDIDAD : 3,00 - 3,50

MUESTRA : 6

DIAMETRO : 3,65 cm. ALTURA : 7,08 cm. AREA (Ao) : 10,48 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 74,18 cm<sup>3</sup>

W = 130,27 gr.  $\rho$  = 1,756 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
37,4	5,21805	0,015	0,00538	0,99462	10,53935	0,49510	
54,2	7,56198	0,030	0,01077	0,98923	10,59671	0,71362	
62,5	8,72000	0,045	0,01615	0,98385	10,65470	0,81842	
71,8	10,01754	0,060	0,02154	0,97846	10,71333	0,93505	
77,1	10,75699	0,075	0,02692	0,97308	10,77260	0,99855	
82,6	11,52435	0,090	0,03230	0,96770	10,83254	1,06386	
87,4	12,19405	0,105	0,03769	0,96231	10,89314	1,11942	
91,2	12,72422	0,120	0,04307	0,95693	10,95443	1,16156	
95,1	13,26835	0,135	0,04846	0,95154	11,01641	1,20442	
97,8	13,64506	0,150	0,05384	0,94616	11,07910	1,23160	
97,1	13,54739	0,165	0,05922	0,94078	11,14250	1,21583	
94,5	13,18464	0,180	0,06461	0,93539	11,20664	1,17650	
88,2	12,30566	0,195	0,06999	0,93001	11,27151	1,09175	
81,5	11,37088	0,210	0,07537	0,92463	11,33714	1,00298	





## ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )  
NORMA ASTM D 2166

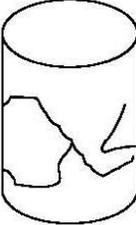
**SITIO 1**

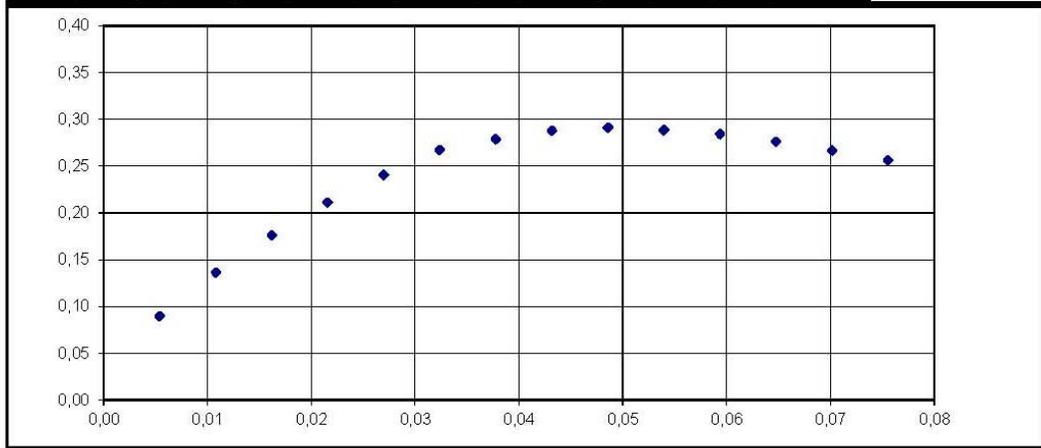
FECHA DE TOMA : 19-feb-13  
FECHA DE ENSAYO : 01-mar-13  
PROFUNDIDAD : 3,50 - 4,00

MUESTRA : 7

DIAMETRO : 3,61 cm. ALTURA : 7,06 cm. AREA (Ao) : 10,21 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 72,06 cm<sup>3</sup>

W = 108,75 gr.      ρ = 1,509 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
6,6	0,92083	0,015	0,00540	0,99460	10,26246	0,08973	
10,1	1,40915	0,030	0,01079	0,98921	10,31845	0,13657	
13,1	1,82771	0,045	0,01619	0,98381	10,37505	0,17616	
15,8	2,20442	0,060	0,02159	0,97841	10,43227	0,21131	
18,1	2,52531	0,075	0,02698	0,97302	10,49013	0,24073	
20,2	2,81830	0,090	0,03238	0,96762	10,54864	0,26717	
21,2	2,95782	0,105	0,03778	0,96222	10,60780	0,27883	
22,0	3,06944	0,120	0,04317	0,95683	10,66763	0,28773	
22,4	3,12525	0,135	0,04857	0,95143	10,72814	0,29131	
22,3	3,11130	0,150	0,05397	0,94603	10,78934	0,28837	
22,1	3,08339	0,165	0,05936	0,94064	10,85124	0,28415	
21,6	3,01363	0,180	0,06476	0,93524	10,91385	0,27613	
21,0	2,92992	0,195	0,07016	0,92984	10,97719	0,26691	
20,3	2,83226	0,210	0,07555	0,92445	11,04127	0,25652	





SITIO 1

### ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

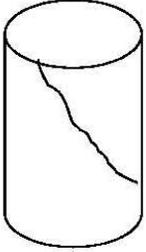
( DEFORMACION CONTROLADA )  
 NORMA ASTM D 2166

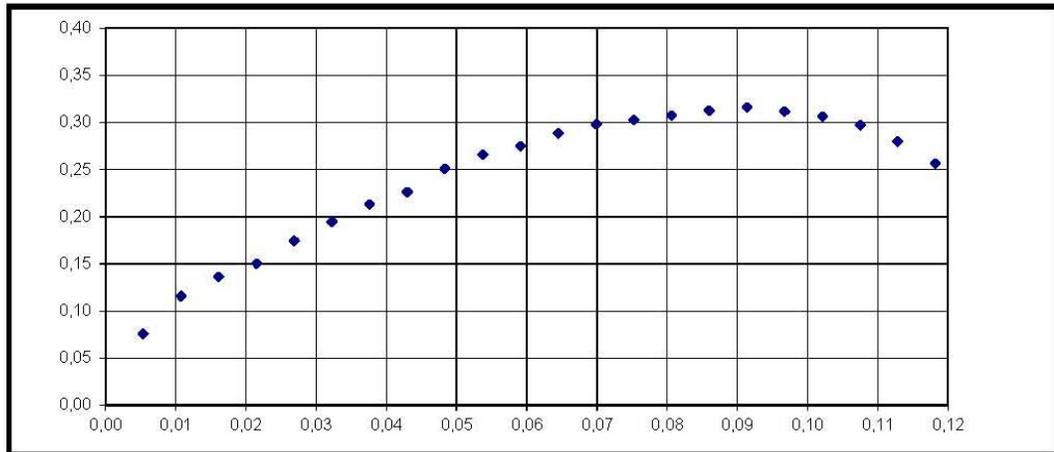
FECHA DE TOMA : 19-feb-13  
 FECHA DE ENSAYO: 01-mar-13  
 PROFUNDIDAD : 4,50 - 5,00

MUESTRA : 8

DIAMETRO : 3,62 cm. ALTURA : 7,09 cm. AREA (Ao) : 10,27 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 72,84 cm<sup>3</sup>

W = 106,29 gr. □ = 1,459 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresion Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
5,6	0,78131	0,015	0,00537	0,99463	10,32875	0,07564	
8,6	1,19987	0,030	0,01075	0,98925	10,38486	0,11554	
10,2	1,42310	0,045	0,01612	0,98388	10,44158	0,13629	
11,3	1,57658	0,060	0,02150	0,97850	10,49893	0,15017	
13,2	1,84166	0,075	0,02687	0,97313	10,55690	0,17445	
14,8	2,06490	0,090	0,03224	0,96776	10,61552	0,19452	
16,3	2,27418	0,105	0,03762	0,96238	10,67480	0,21304	
17,4	2,42765	0,120	0,04299	0,95701	10,73474	0,22615	
19,4	2,70669	0,135	0,04836	0,95164	10,79536	0,25073	
20,7	2,88806	0,150	0,05374	0,94626	10,85666	0,26602	
21,5	2,99968	0,165	0,05911	0,94089	10,91867	0,27473	
22,7	3,16710	0,180	0,06449	0,93551	10,98139	0,28841	
23,6	3,29267	0,195	0,06986	0,93014	11,04483	0,29812	
24,1	3,36243	0,210	0,07523	0,92477	11,10901	0,30268	
24,6	3,43219	0,225	0,08061	0,91939	11,17394	0,30716	
25,2	3,51590	0,240	0,08598	0,91402	11,23964	0,31281	
25,6	3,57171	0,255	0,09135	0,90865	11,30611	0,31591	
25,4	3,54381	0,270	0,09673	0,90327	11,37337	0,31159	
25,1	3,50195	0,285	0,10210	0,89790	11,44144	0,30608	
24,5	3,41824	0,300	0,10748	0,89252	11,51033	0,29697	
23,2	3,23686	0,315	0,11285	0,88715	11,58005	0,27952	
21,4	2,98573	0,330	0,11822	0,88178	11,65062	0,25627	





## ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )  
NORMA ASTM D 2166

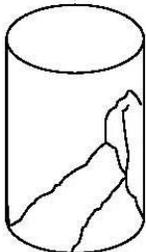
**SITIO 1**

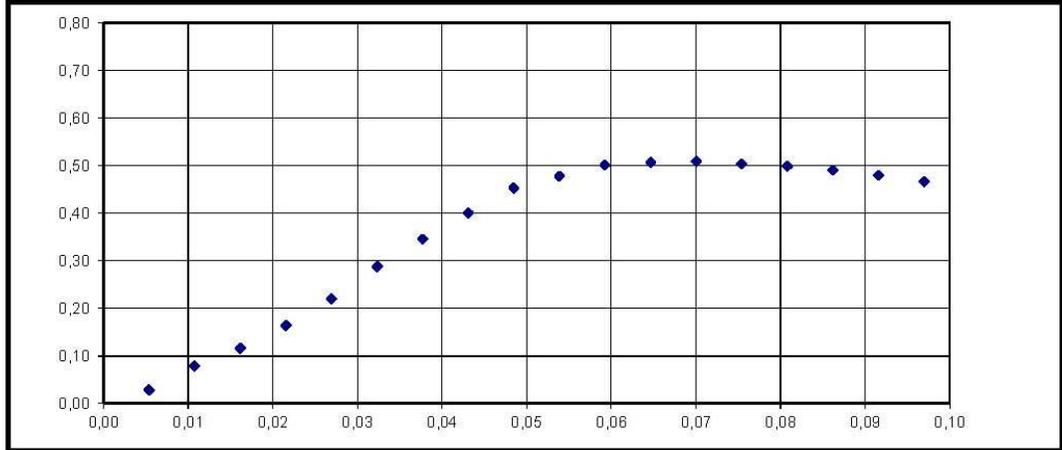
FECHA DE TOMA : 19-feb-13  
FECHA DE ENSAYO: 01-mar-13  
PROFUNDIDAD : 6,00 - 6,50

MUESTRA : 9

DIAMETRO : 3,60 cm. ALTURA : 7,07 cm. AREA (Ao) : 10,16 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 71,86 cm<sup>3</sup>

W = 111,59 gr.      □ = 1,553 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0,0001"	Kg	DIAL LC-8 0,001"	E= AH H				
2,1	0,29299	0,015	0,00539	0,99461	10,21497	0,02868	
5,8	0,80922	0,030	0,01077	0,98923	10,27059	0,07879	
8,6	1,19987	0,045	0,01616	0,98384	10,32682	0,11619	
12,2	1,70214	0,060	0,02155	0,97845	10,38367	0,16393	
16,5	2,30208	0,075	0,02693	0,97307	10,44115	0,22048	
21,7	3,02758	0,090	0,03232	0,96768	10,49926	0,28836	
26,2	3,65542	0,105	0,03770	0,96230	10,55803	0,34622	
30,5	4,25536	0,120	0,04309	0,95691	10,61746	0,40079	
34,7	4,84134	0,135	0,04848	0,95152	10,67757	0,45341	
36,8	5,13434	0,150	0,05386	0,94614	10,73836	0,47813	
38,8	5,41338	0,165	0,05925	0,94075	10,79984	0,50125	
39,5	5,51104	0,180	0,06464	0,93536	10,86203	0,50737	
39,9	5,56685	0,195	0,07002	0,92998	10,92495	0,50955	
39,7	5,53894	0,210	0,07541	0,92459	10,98859	0,50406	
39,5	5,51104	0,225	0,08080	0,91920	11,05298	0,49860	
39,1	5,45523	0,240	0,08618	0,91382	11,11814	0,49066	
38,5	5,37152	0,255	0,09157	0,90843	11,18406	0,48028	
37,6	5,24595	0,270	0,09696	0,90304	11,25077	0,46627	





## ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )  
NORMA ASTM D 2166

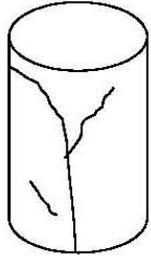
**SITIO 1**

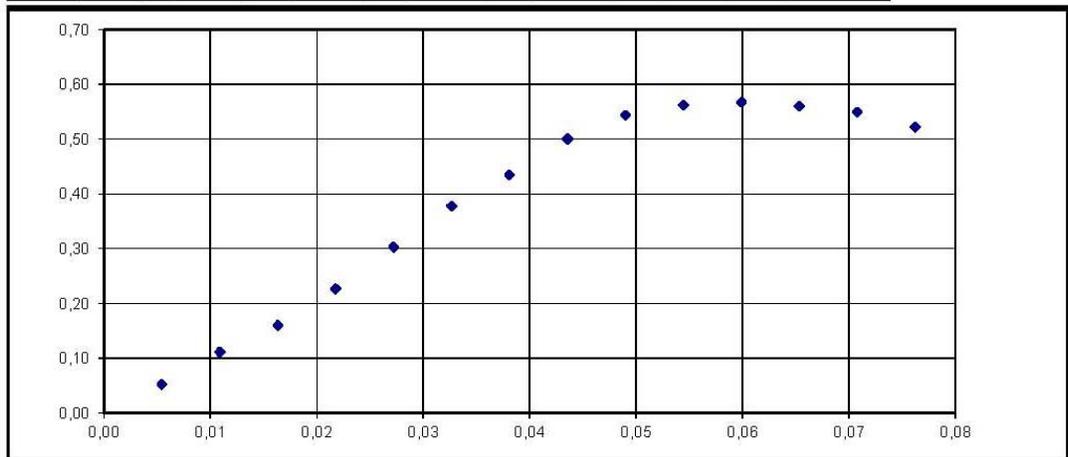
FECHA DE TOMA : 19-feb-13  
FECHA DE ENSAYO: 01-mar-13  
PROFUNDIDAD : 7,50 - 8,00

MUESTRA : 10

DIAMETRO : 3,57 cm. ALTURA : 7,00 cm. AREA (Ao) : 10,03 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 70,17 cm<sup>3</sup>

W = 113,55 gr. ρ = 1,618 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
3,8	0,53018	0,015	0,00545	0,99455	10,08345	0,05258	
8,1	1,13011	0,030	0,01089	0,98911	10,13897	0,11146	
11,7	1,63238	0,045	0,01634	0,98366	10,19510	0,16011	
16,7	2,32998	0,060	0,02178	0,97822	10,25185	0,22727	
22,4	3,12525	0,075	0,02723	0,97277	10,30924	0,30315	
28,1	3,92051	0,090	0,03267	0,96733	10,36727	0,37816	
32,5	4,53440	0,105	0,03812	0,96188	10,42596	0,43491	
37,6	5,24595	0,120	0,04356	0,95644	10,48532	0,50031	
41,1	5,73427	0,135	0,04901	0,95099	10,54536	0,54377	
42,8	5,97146	0,150	0,05445	0,94555	10,60610	0,56302	
43,4	6,05517	0,165	0,05990	0,94010	10,66753	0,56763	
43,1	6,01331	0,180	0,06535	0,93465	10,72968	0,56044	
42,5	5,92960	0,195	0,07079	0,92921	10,79256	0,54942	
40,6	5,66451	0,210	0,07624	0,92376	10,85618	0,52178	
38,2	5,32966	0,225	0,08168	0,91832	10,92056	0,48804	





## ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )  
NORMA ASTM D 2166

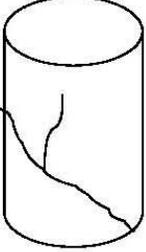
**SITIO 1**

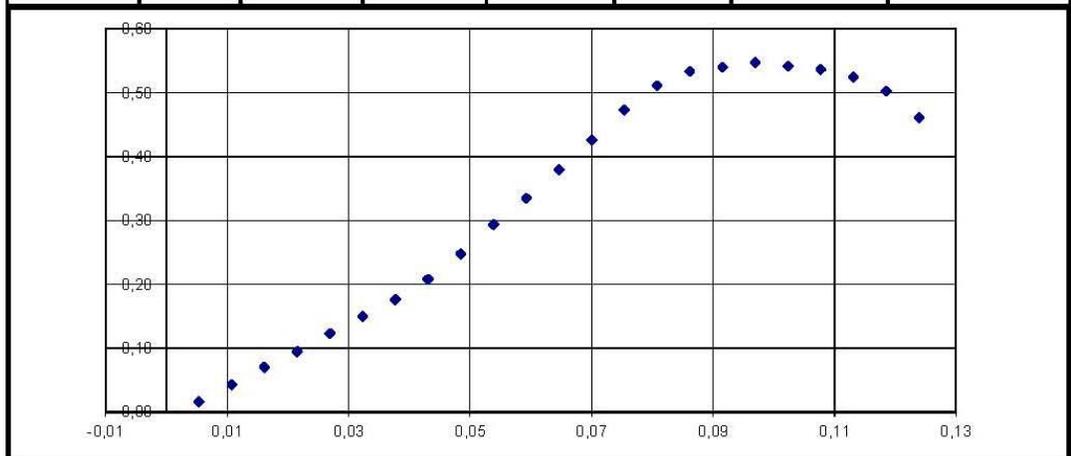
FECHA DE TOMA : 19-feb-13  
FECHA DE ENSAYO: 01-mar-13  
PROFUNDIDAD : 9,00 - 9,50

MUESTRA : 11

DIAMETRO : 3,64 cm. ALTURA : 7,07 cm. AREA (Ao) : 10,40 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 73,54 cm<sup>3</sup>

W = 112,16 gr.  $\rho$  = 1,525 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
1,2	0,16742	0,015	0,00539	0,99461	10,45301	0,01602	
3,2	0,44646	0,030	0,01077	0,98923	10,50993	0,04248	
5,3	0,73946	0,045	0,01616	0,98384	10,56747	0,06997	
7,2	1,00454	0,060	0,02155	0,97845	10,62565	0,09454	
9,4	1,31149	0,075	0,02693	0,97307	10,68446	0,12275	
11,5	1,60448	0,090	0,03232	0,96768	10,74394	0,14934	
13,6	1,89747	0,105	0,03770	0,96230	10,80408	0,17563	
16,2	2,26022	0,120	0,04309	0,95691	10,86489	0,20803	
19,4	2,70669	0,135	0,04848	0,95152	10,92640	0,24772	
23,1	3,22291	0,150	0,05386	0,94614	10,98860	0,29330	
26,5	3,69728	0,165	0,05925	0,94075	11,05152	0,33455	
30,2	4,21350	0,180	0,06464	0,93536	11,11516	0,37908	
34,1	4,75763	0,195	0,07002	0,92998	11,17954	0,42557	
38,1	5,31571	0,210	0,07541	0,92459	11,24467	0,47273	
41,4	5,77613	0,225	0,08080	0,91920	11,31056	0,51068	
43,5	6,06912	0,240	0,08618	0,91382	11,37723	0,53344	
44,3	6,18074	0,255	0,09157	0,90843	11,44469	0,54005	
45,2	6,30630	0,270	0,09696	0,90304	11,51296	0,54776	
45,0	6,27840	0,285	0,10234	0,89766	11,58204	0,54208	
44,8	6,25050	0,300	0,10773	0,89227	11,65196	0,53643	
44,1	6,15283	0,315	0,11311	0,88689	11,72272	0,52486	
42,5	5,92960	0,330	0,11850	0,88150	11,79436	0,50275	
39,2	5,46918	0,345	0,12389	0,87611	11,86687	0,46088	





## ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )

NORMA ASTM D 2166

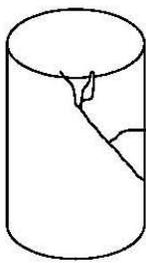
**SITIO 1**

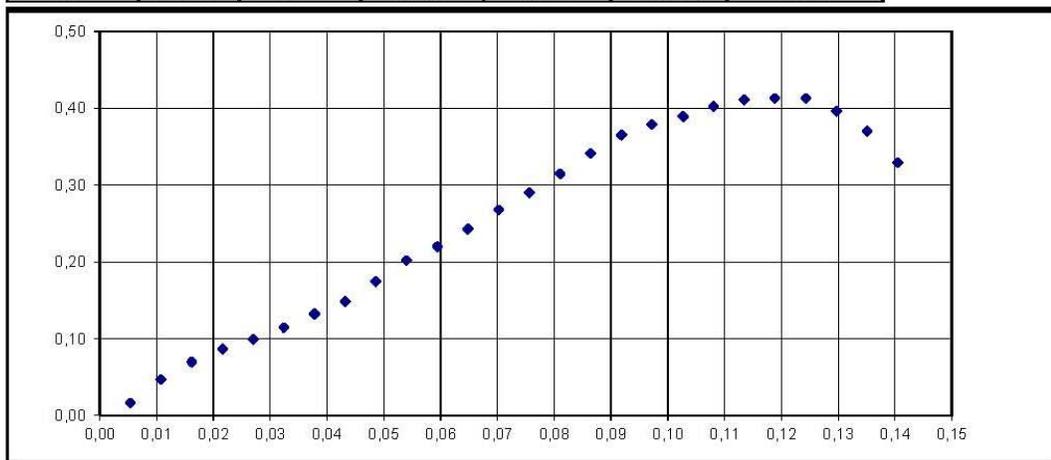
FECHA DE TOMA : 19-feb-13  
 FECHA DE ENSAYO : 01-mar-13  
 PROFUNDIDAD : 10,50 - 11,00

MUESTRA : 12

DIAMETRO : 3,62 cm. ALTURA : 7,05 cm. AREA (Ao) : 10,26 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 72,39 cm<sup>3</sup>

W = 109,98 gr.    ρ = 1,519 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0,0001"	Kg	DIAL LC-8 0,001"	E= AH H				
1,2	0,16742	0,015	0,00540	0,99460	10,31953	0,01622	
3,5	0,48832	0,030	0,01080	0,98920	10,37588	0,04706	
5,2	0,72550	0,045	0,01621	0,98379	10,43285	0,06954	
6,5	0,90688	0,060	0,02161	0,97839	10,49045	0,08645	
7,5	1,04640	0,075	0,02701	0,97299	10,54869	0,09920	
8,7	1,21382	0,090	0,03241	0,96759	10,60758	0,11443	
10,1	1,40915	0,105	0,03781	0,96219	10,66713	0,13210	
11,4	1,59053	0,120	0,04321	0,95679	10,72735	0,14827	
13,5	1,88352	0,135	0,04862	0,95138	10,78826	0,17459	
15,7	2,19046	0,150	0,05402	0,94598	10,84986	0,20189	
17,2	2,39974	0,165	0,05942	0,94058	10,91217	0,21991	
19,1	2,66483	0,180	0,06482	0,93518	10,97520	0,24280	
21,2	2,95782	0,195	0,07022	0,92978	11,03896	0,26794	
23,1	3,22291	0,210	0,07562	0,92438	11,10347	0,29026	
25,2	3,51590	0,225	0,08103	0,91897	11,16874	0,31480	
27,5	3,83680	0,240	0,08643	0,91357	11,23477	0,34151	
29,6	4,12979	0,255	0,09183	0,90817	11,30160	0,36542	
30,9	4,31117	0,270	0,09723	0,90277	11,36922	0,37920	
31,9	4,45069	0,285	0,10263	0,89737	11,43766	0,38913	
33,2	4,63206	0,300	0,10803	0,89197	11,50692	0,40255	
34,1	4,75763	0,315	0,11344	0,88656	11,57703	0,41095	
34,5	4,81344	0,330	0,11884	0,88116	11,64800	0,41324	
34,7	4,84134	0,345	0,12424	0,87576	11,71985	0,41309	
33,5	4,67392	0,360	0,12964	0,87036	11,79258	0,39634	
31,5	4,39488	0,375	0,13504	0,86496	11,86623	0,37037	
28,2	3,93446	0,390	0,14044	0,85956	11,94080	0,32950	





SITIO 1

### ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

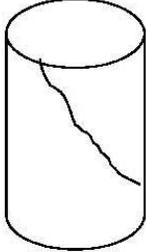
( DEFORMACION CONTROLADA )  
 NORMA ASTM D 2166

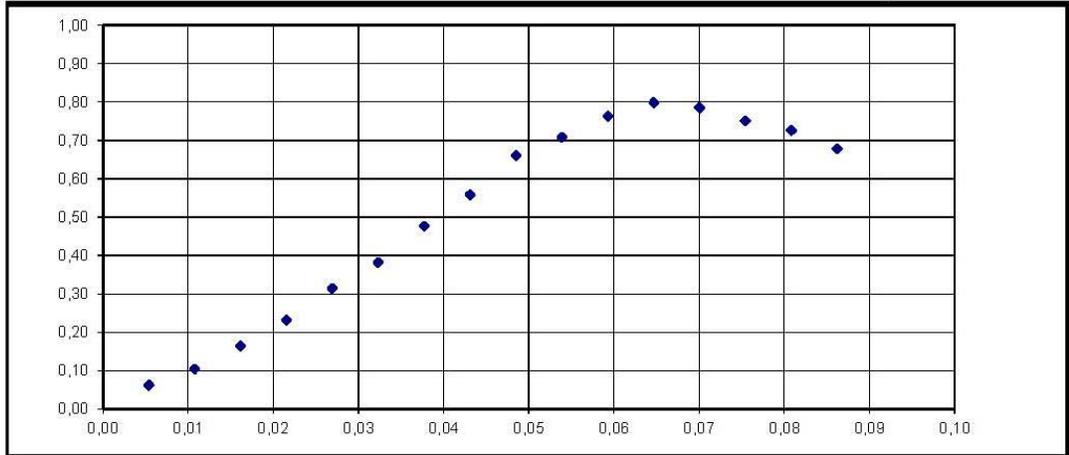
FECHA DE TOMA : 19-feb-13  
 FECHA DE ENSAYO : 01-mar-13  
 PROFUNDIDAD : 12,00 - 12,50

MUESTRA : 13

DIAMETRO : 3,60 cm. ALTURA : 7,07 cm. AREA (Ao) : 10,17 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 71,90 cm<sup>3</sup>

W = 107,63 gr.  $\rho = 1,497$  gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
4,5	0,62784	0,015	0,00539	0,99461	10,22446	0,06141	
7,6	1,06035	0,030	0,01078	0,98922	10,28016	0,10315	
12,1	1,68819	0,045	0,01617	0,98383	10,33647	0,16332	
17,2	2,39974	0,060	0,02156	0,97844	10,39340	0,23089	
23,5	3,27872	0,075	0,02694	0,97306	10,45096	0,31372	
28,7	4,00422	0,090	0,03233	0,96767	10,50916	0,38102	
36,1	5,03667	0,105	0,03772	0,96228	10,56802	0,47660	
42,5	5,92960	0,120	0,04311	0,95689	10,62753	0,55795	
50,6	7,05971	0,135	0,04850	0,95150	10,68772	0,66054	
54,5	7,60384	0,150	0,05389	0,94611	10,74860	0,70743	
59,1	8,24563	0,165	0,05928	0,94072	10,81017	0,76277	
62,2	8,67814	0,180	0,06467	0,93533	10,87246	0,79818	
61,5	8,58048	0,195	0,07006	0,92994	10,93546	0,78465	
59,2	8,25958	0,210	0,07545	0,92455	10,99920	0,75093	
57,5	8,02240	0,225	0,08083	0,91917	11,06369	0,72511	
54,1	7,54803	0,240	0,08622	0,91378	11,12894	0,67823	





## ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )

NORMA ASTM D 2166

**SITIO 1**

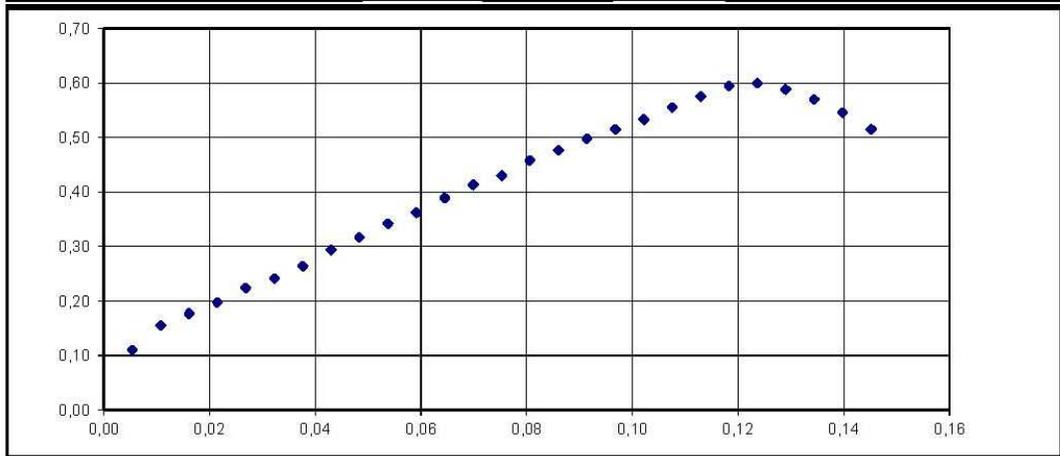
FECHA DE TOMA : 19-feb-13  
 FECHA DE ENSAYO : 01-mar-13  
 PROFUNDIDAD : 13,50 - 14,00

MUESTRA : 14

DIAMETRO : 3,61 cm. ALTURA : 7,09 cm. AREA (Ao) : 10,23 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 72,47 cm<sup>3</sup>

W = 103,82 gr.      ρ = 1,433 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 O.0001"	Kg	DIAL LC-8 O.001"	E= AH H				
8,1	1,13011	0,015	0,00538	0,99462	10,28124	0,10992	
11,5	1,60448	0,030	0,01075	0,98925	10,33711	0,15522	
13,2	1,84166	0,045	0,01613	0,98387	10,39360	0,17719	
14,8	2,06490	0,060	0,02151	0,97849	10,45071	0,19758	
16,9	2,35789	0,075	0,02688	0,97312	10,50844	0,22438	
18,3	2,55322	0,090	0,03226	0,96774	10,56682	0,24163	
20,1	2,80435	0,105	0,03763	0,96237	10,62586	0,26392	
22,5	3,13920	0,120	0,04301	0,95699	10,68555	0,29378	
24,4	3,40429	0,135	0,04839	0,95161	10,74592	0,31680	
26,5	3,69728	0,150	0,05376	0,94624	10,80698	0,34212	
28,2	3,93446	0,165	0,05914	0,94086	10,86873	0,36200	
30,5	4,25536	0,180	0,06452	0,93548	10,93119	0,38929	
32,6	4,54835	0,195	0,06989	0,93011	10,99438	0,41370	
34,1	4,75763	0,210	0,07527	0,92473	11,05830	0,43023	
36,5	5,09248	0,225	0,08064	0,91936	11,12297	0,45783	
38,3	5,34362	0,240	0,08602	0,91398	11,18840	0,47760	
40,2	5,60870	0,255	0,09140	0,90860	11,25460	0,49835	
41,8	5,83194	0,270	0,09677	0,90323	11,32159	0,51512	
43,5	6,06912	0,285	0,10215	0,89785	11,38938	0,53288	
45,6	6,36211	0,300	0,10753	0,89247	11,45799	0,55526	
47,5	6,62720	0,315	0,11290	0,88710	11,52743	0,57491	
49,4	6,89229	0,330	0,11828	0,88172	11,59772	0,59428	
50,2	7,00390	0,345	0,12365	0,87635	11,66887	0,60022	
49,5	6,90624	0,360	0,12903	0,87097	11,74090	0,58822	
48,3	6,73882	0,375	0,13441	0,86559	11,81383	0,57042	
46,5	6,48768	0,390	0,13978	0,86022	11,88766	0,54575	
44,2	6,16678	0,405	0,14516	0,85484	11,96243	0,51551	





SITIO 1

### ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

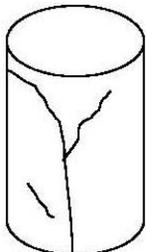
( DEFORMACION CONTROLADA )  
 NORMA ASTM D 2166

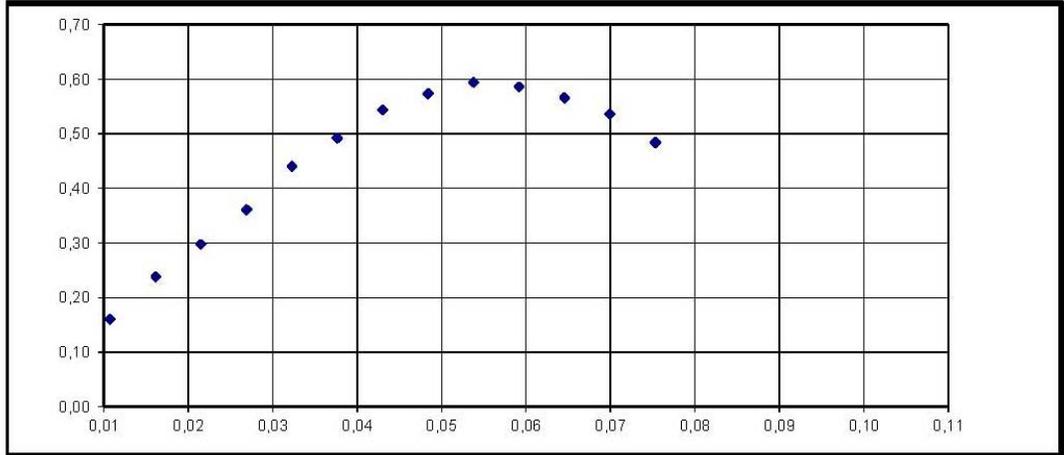
FECHA DE TOMA : 19-feb-13  
 FECHA DE ENSAYO: 01-mar-13  
 PROFUNDIDAD : 15,00 - 15,50

MUESTRA : 15

DIAMETRO : 3,61 cm. ALTURA : 7,08 cm. AREA (Ao) : 10,25 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 72,63 cm<sup>3</sup>

W = 105,14 gr.  $\rho = 1,448 \text{ gr./cm}^3$

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 O.OOO1"	Kg	DIAL LC-8 O.OO1"	E= AH H				
6,4	0,89293	0,015	0,00538	0,99462	10,30978	0,08661	
11,9	1,66029	0,030	0,01076	0,98924	10,36583	0,16017	
17,8	2,48346	0,045	0,01614	0,98386	10,42250	0,23828	
22,4	3,12525	0,060	0,02152	0,97848	10,47980	0,29822	
27,3	3,80890	0,075	0,02689	0,97311	10,53772	0,36145	
33,5	4,67392	0,090	0,03227	0,96773	10,59630	0,44109	
37,6	5,24595	0,105	0,03765	0,96235	10,65552	0,49232	
41,8	5,83194	0,120	0,04303	0,95697	10,71541	0,54426	
44,3	6,18074	0,135	0,04841	0,95159	10,77598	0,57357	
46,2	6,44582	0,150	0,05379	0,94621	10,83724	0,59478	
45,8	6,39002	0,165	0,05917	0,94083	10,89920	0,58628	
44,5	6,20864	0,180	0,06455	0,93545	10,96187	0,56639	
42,4	5,91565	0,195	0,06992	0,93008	11,02526	0,53655	
38,5	5,37152	0,210	0,07530	0,92470	11,08939	0,48438	





SITIO 1

**ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR**

( DEFORMACION CONTROLADA )

NORMA ASTM D 2166

FECHA DE TOMA : 19-feb-13

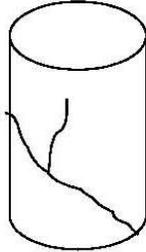
FECHA DE ENSAYO : 01-mar-13

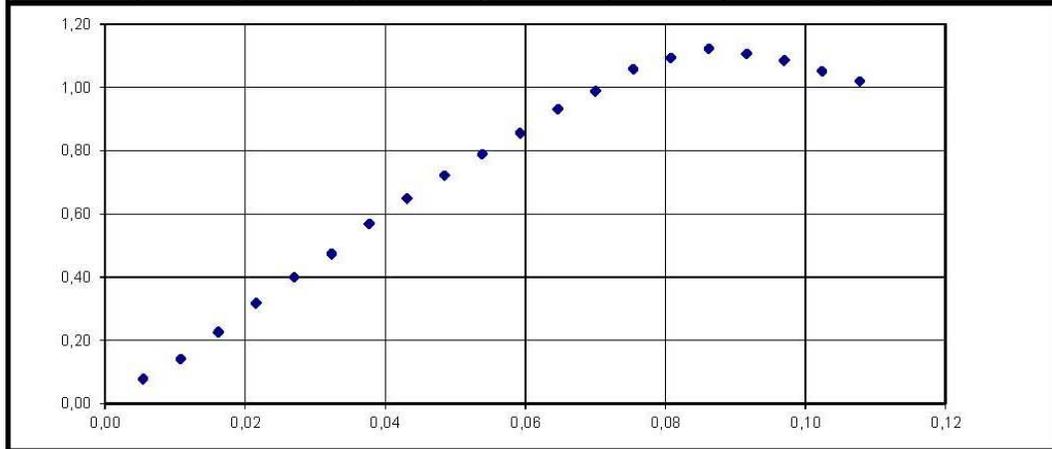
PROFUNDIDAD : 18,00 - 18,50

MUESTRA : 17

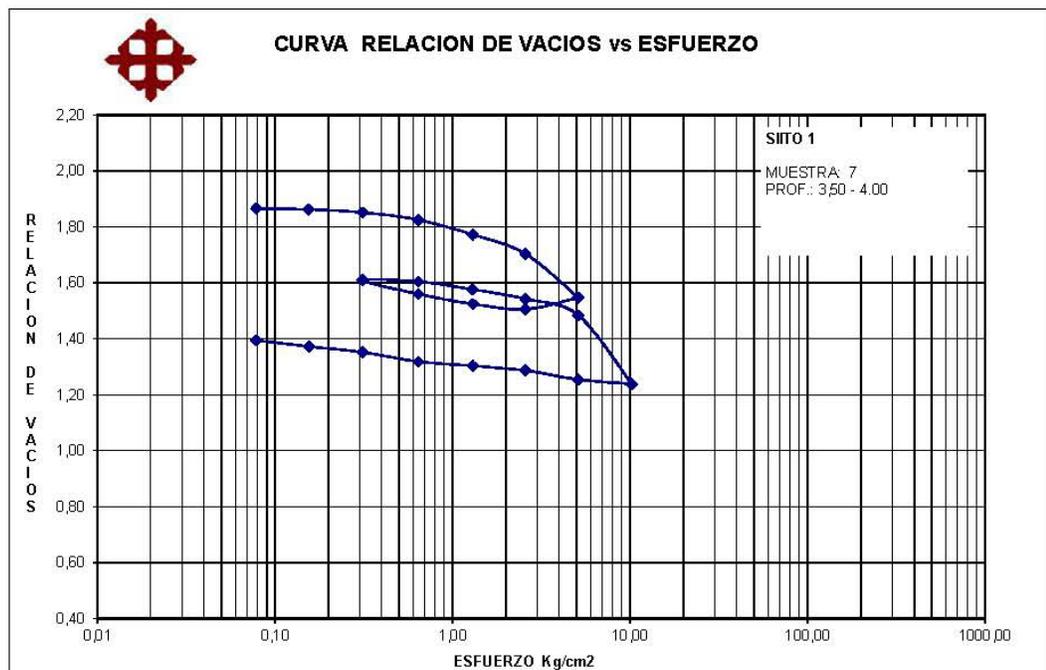
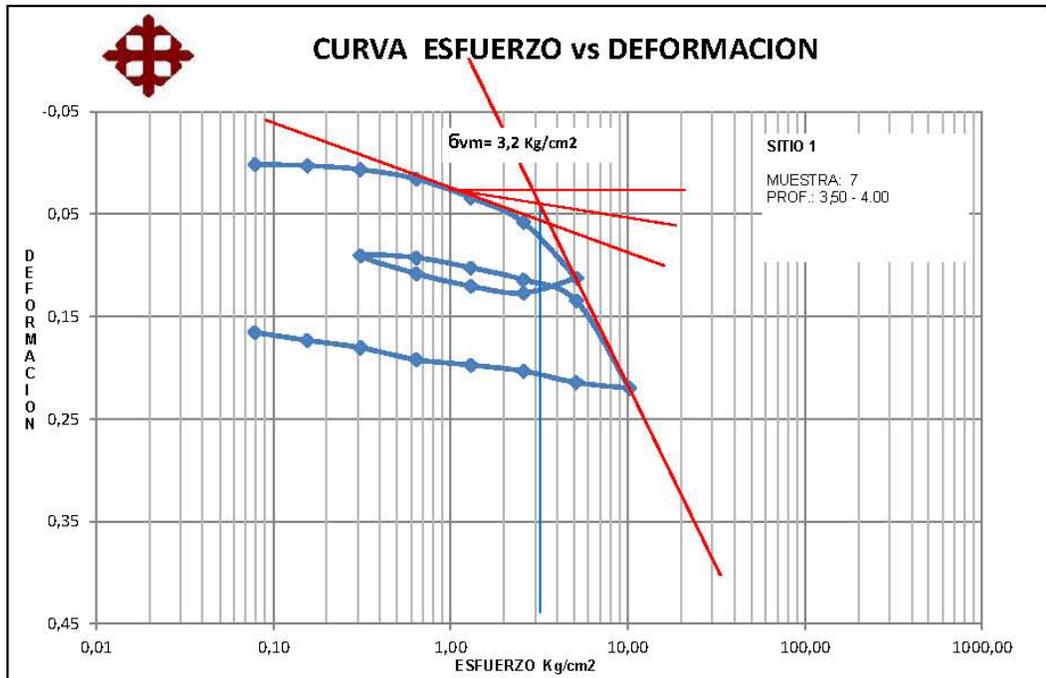
DIAMETRO : 3,61 cm. ALTURA : 7,01 cm. AREA (Ao) : 10,24 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 71,78 cm<sup>3</sup>

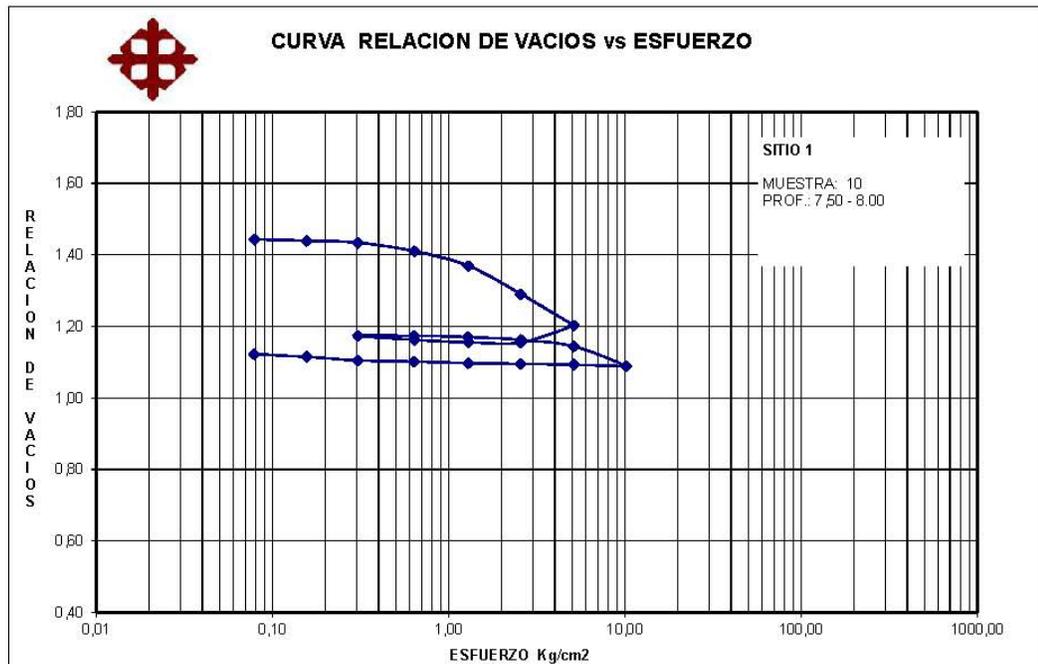
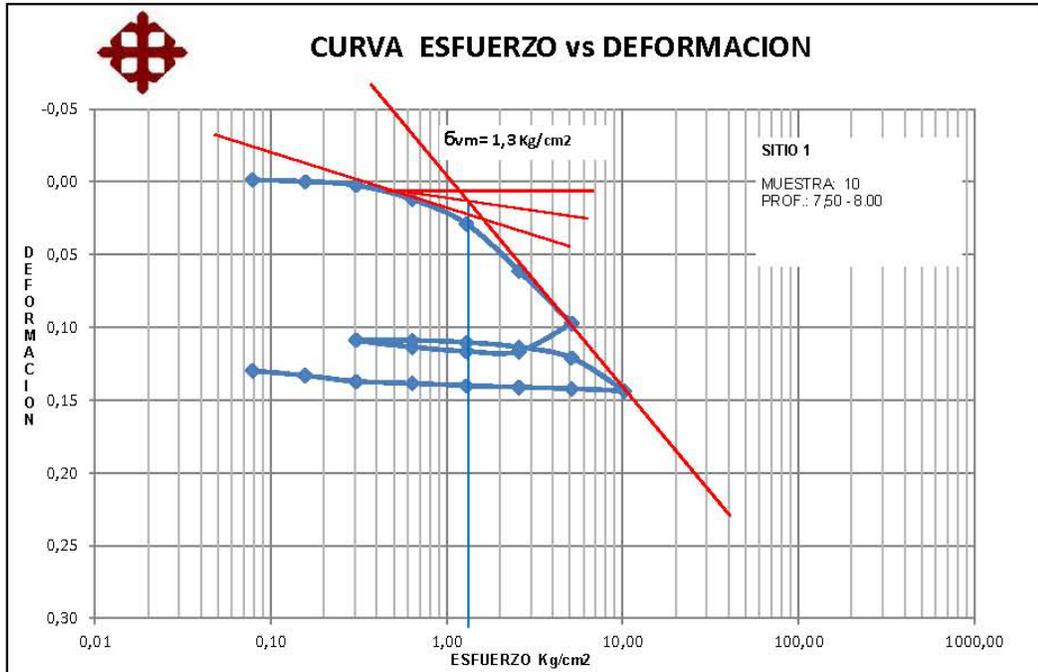
W = 107,72 gr. ρ = 1,501 gr./cm<sup>3</sup>

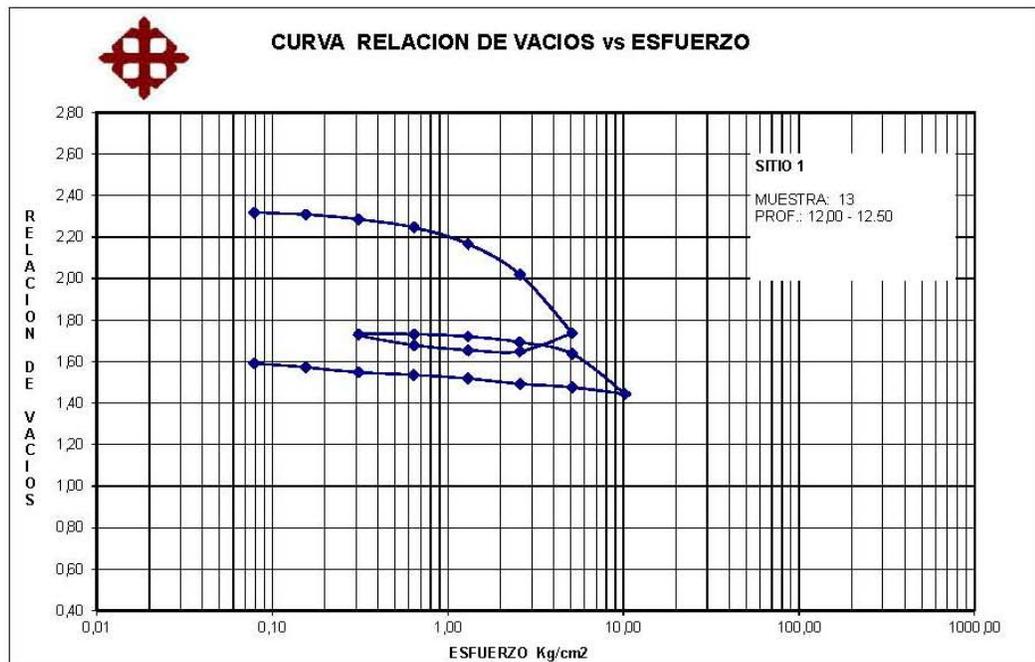
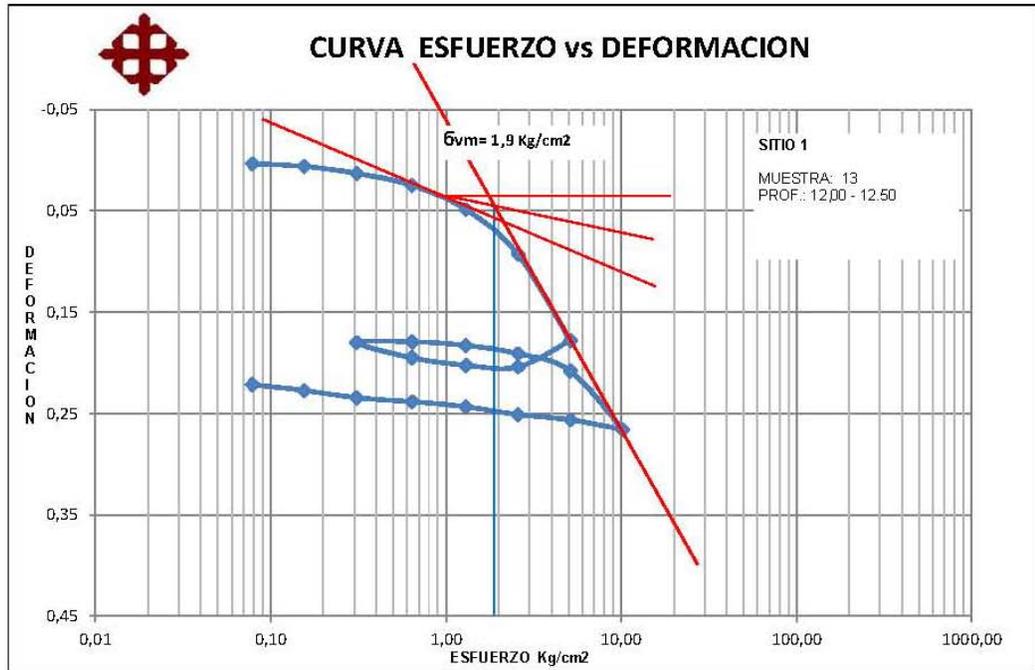
CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
5,8	0,80922	0,015	0,00539	0,99461	10,29084	0,07863	
10,6	1,47891	0,030	0,01077	0,98923	10,50993	0,14072	
17,1	2,38579	0,045	0,01616	0,98384	10,56747	0,22577	
24,2	3,37638	0,060	0,02155	0,97845	10,62565	0,31776	
30,6	4,26931	0,075	0,02693	0,97307	10,68446	0,39958	
36,5	5,09248	0,090	0,03232	0,96768	10,74394	0,47399	
44,1	6,15283	0,105	0,03770	0,96230	10,80408	0,56949	
50,5	7,04576	0,120	0,04309	0,95691	10,86489	0,64849	
56,5	7,88288	0,135	0,04848	0,95152	10,92640	0,72145	
62,1	8,66419	0,150	0,05386	0,94614	10,98860	0,78847	
67,8	9,45946	0,165	0,05925	0,94075	11,05152	0,85594	
74,2	10,35238	0,180	0,06464	0,93536	11,11516	0,93138	
79,1	11,03603	0,195	0,07002	0,92998	11,17954	0,98716	
85,2	11,88710	0,210	0,07541	0,92459	11,24467	1,05713	
88,6	12,36147	0,225	0,08080	0,91920	11,31056	1,09291	
91,5	12,76608	0,240	0,08618	0,91382	11,37723	1,12207	
90,8	12,66842	0,255	0,09157	0,90843	11,44469	1,10693	
89,5	12,48704	0,270	0,09696	0,90304	11,51296	1,08461	
87,2	12,16614	0,285	0,10234	0,89766	11,58204	1,05043	
85,1	11,87315	0,300	0,10773	0,89227	11,65196	1,01898	

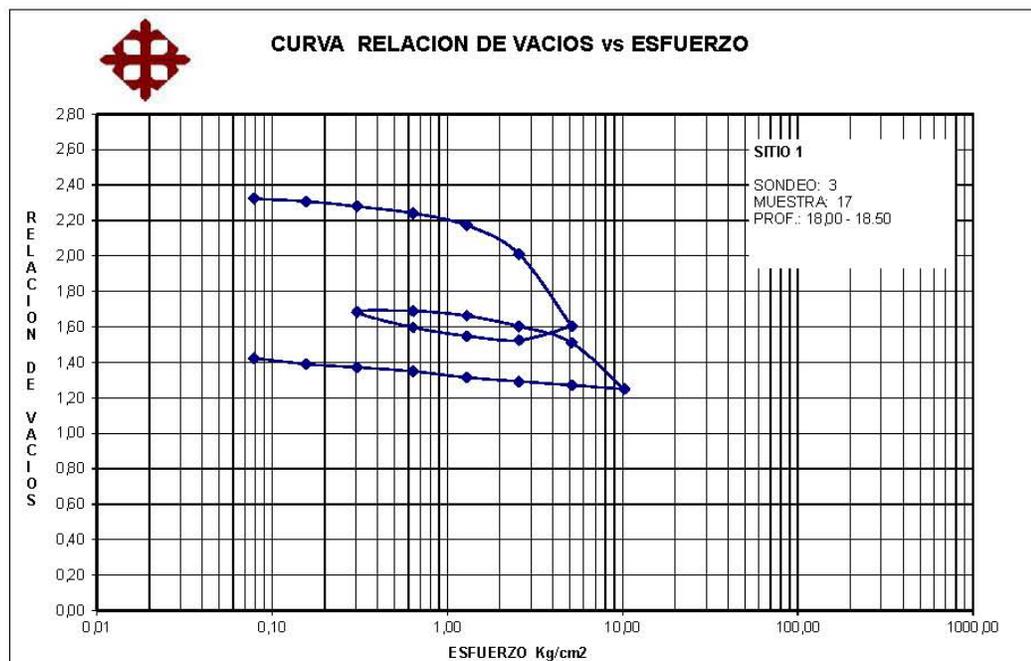
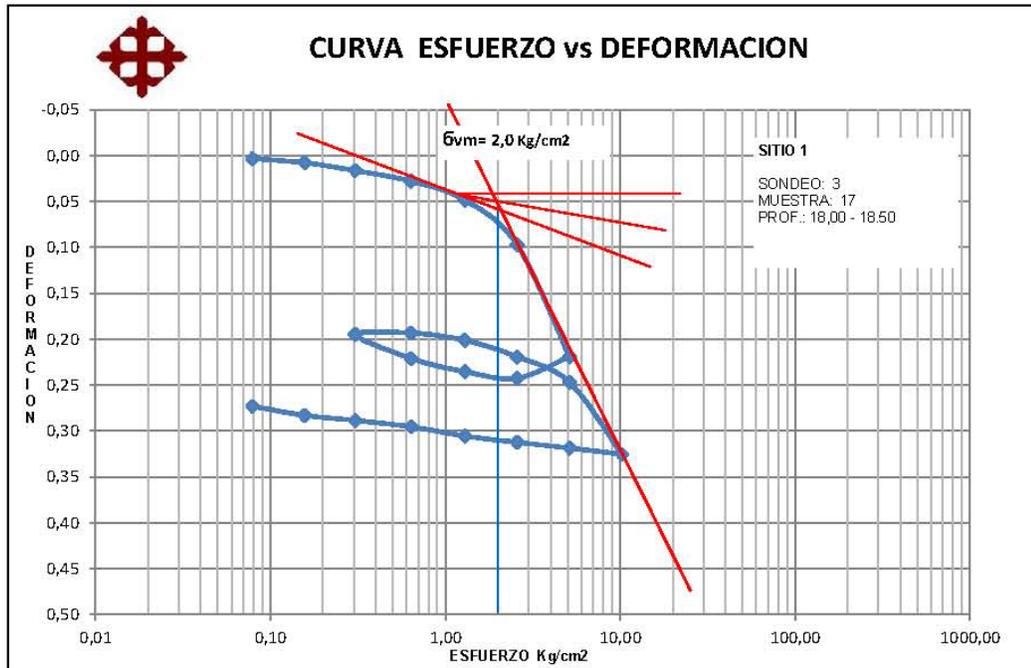


## Consolidación









# Veleta de Campo

## CALCULO DEL Su DE LA PRUEVA CON LA VELETA

Fecha: Febrero de 2013

SITIO 1

SONDEO No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m	INDICE PLASTICO	ANCHO VELETA D (pulg)	CALCULO DEL Su NO DRENADO		CALCULO DEL Su REMOLDEADO		SENSIBILIDAD S <sub>rv</sub>	(Su) <sub>v</sub> Ton/m <sup>2</sup>
					TORQUE T (lb-pulg)	FACT. CORR. μ <sub>v</sub>	T max. (lb-pulg)	(Su) <sub>v</sub> lb/pulg <sup>2</sup>		
S1	1	3,60	0,59	1	10,0	1,0126	10,13	2,76		1,94
	2	4,10	0,59	1	8,5	1,0154	8,63	2,35		1,65
S2	1	2,60	0,54	1	10,5	1,0140	10,65	2,90		2,04
	2	3,30	0,56	1	13,5	1,0163	13,72	3,74		2,63
	3	3,70	0,56	1	14,0	1,0163	14,23	3,88		2,73
	4	4,35	0,44	1	12,0	1,0202	12,24	3,34		2,35
S3	1	2,60	0,48	1	11,0	1,0188	11,21	3,06		2,15
	2	3,10	0,44	1	17,1	1,0202	17,44	4,76		3,35
	3	3,60	0,54	1	12,3	1,0140	12,47	3,40		2,39
	4	4,40	0,51	1	13,0	1,0179	13,23	3,61		2,54
S4	1	3,10	0,51	1	18,1	1,0179	18,42	5,03		3,53
	2	3,60	0,51	1	11,0	1,0179	11,20	3,05		2,15
	3	4,10	0,51	1	11,1	1,0179	11,30	3,08		2,17
S5	1	3,10	0,6	1	14,4	1,0151	14,62	3,99		2,80
	2	3,60	0,6	1	9,0	1,0151	9,14	2,49		1,75
	3	4,60	0,45	1	8,0	1,0198	8,16	2,23		1,56

$$(Su)_{kv} = 6T(\text{correg})/7D^3$$

$$(Sur)_{kv} = (Su)_{kv} / (Sur)_{rv}$$

$$T(\text{correg}) = T(\text{ensayo}) * \mu_v$$

$$\mu_v = 1.05 - 0.045(IP)^{0.5}$$

## Sitio 2

### Compresión Simple



**SITIO 2**

### ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

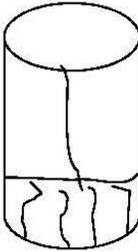
( DEFORMACION CONTROLADA )  
NORMA ASTM D 2166

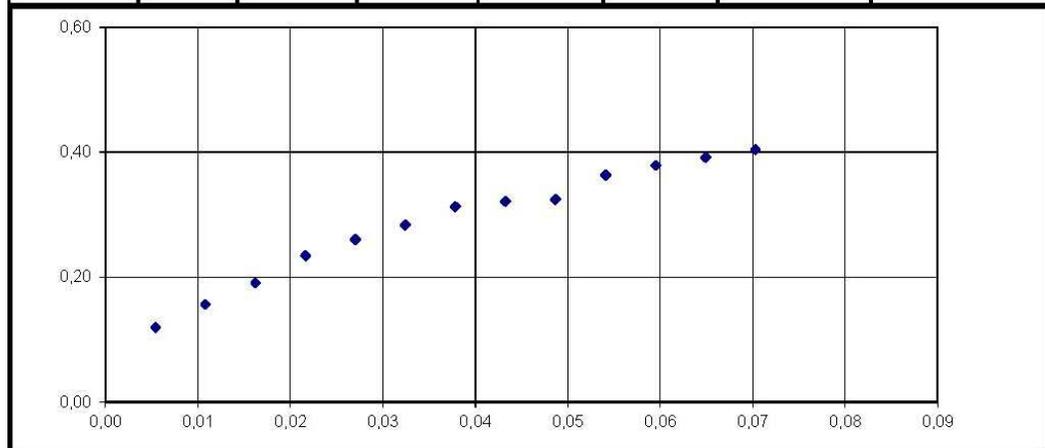
FECHA DE TOMA : 09-nov-12  
FECHA DE ENSAYO: 13-nov-12  
PROFUNDIDAD : 1,80 - 2,30

MUESTRA : 1

DIAMETRO : 3,64 cm. ALTURA : 7,04 cm. AREA (Ao) : 10,43 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 73,43 cm<sup>3</sup>

W = 109,42 gr.    ρ = 1,490 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
9,0	1,25568	0,015	0,00541	0,99459	10,48200	0,11979	
11,8	1,64634	0,030	0,01082	0,98918	10,53933	0,15621	
14,5	2,02304	0,045	0,01623	0,98377	10,59728	0,19090	
17,9	2,49741	0,060	0,02164	0,97836	10,65587	0,23437	
20,0	2,79040	0,075	0,02705	0,97295	10,71511	0,26042	
21,9	3,05549	0,090	0,03246	0,96754	10,77502	0,28357	
24,3	3,39034	0,105	0,03787	0,96213	10,83560	0,31289	
25,1	3,50195	0,120	0,04327	0,95673	10,89687	0,32137	
25,5	3,55776	0,135	0,04868	0,95132	10,95883	0,32465	
28,7	4,00422	0,150	0,05409	0,94591	11,02150	0,36331	
30,1	4,19955	0,165	0,05950	0,94050	11,08489	0,37885	
31,3	4,36698	0,180	0,06491	0,93509	11,14901	0,39169	
32,5	4,53440	0,195	0,07032	0,92968	11,21388	0,40436	
33,4	4,65997	0,210	0,07573	0,92427	11,27951	0,41314	
34,8	4,85530	0,225	0,08114	0,91886	11,34592	0,42793	
32,7	4,56230	0,240	0,08655	0,91345	11,41311	0,39974	
29,5	4,11584	0,255	0,09196	0,90804	11,48110	0,35849	
26,2	3,65542	0,270	0,09737	0,90263	11,54990	0,31649	
23,8	3,32058	0,285	0,10278	0,89722	11,61954	0,28578	





**ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR**  
( DEFORMACION CONTROLADA )  
NORMA ASTM D 2166

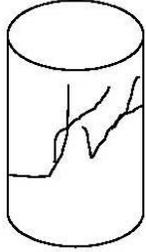
**SITIO 2**

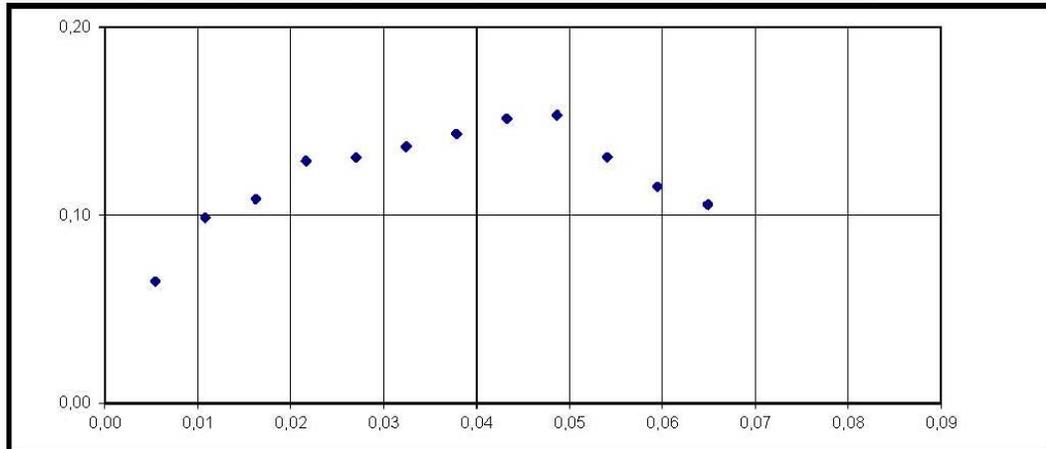
FECHA DE TOMA : 09-nov-12  
FECHA DE ENSAYO: 13-nov-12  
PROFUNDIDAD : 2,56 - 3,06

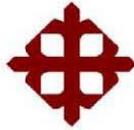
MUESTRA : 2

DIAMETRO : 3,65 cm. ALTURA : 7,05 cm. AREA (Ao) : 10,48 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 73,87 cm<sup>3</sup>

W = 110,93 gr.      ρ = 1,502 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
4,9	0,68365	0,015	0,00541	0,99459	10,53960	0,06486	
7,5	1,04640	0,030	0,01081	0,98919	10,59721	0,09874	
8,3	1,15802	0,045	0,01622	0,98378	10,65545	0,10868	
9,9	1,38125	0,060	0,02163	0,97837	10,71433	0,12892	
10,1	1,40915	0,075	0,02703	0,97297	10,77387	0,13079	
10,6	1,47891	0,090	0,03244	0,96756	10,83408	0,13651	
11,2	1,56262	0,105	0,03785	0,96215	10,89496	0,14343	
11,9	1,66029	0,120	0,04325	0,95675	10,95653	0,15153	
12,1	1,68819	0,135	0,04866	0,95134	11,01880	0,15321	
10,4	1,45101	0,150	0,05407	0,94593	11,08178	0,13094	
9,2	1,28358	0,165	0,05947	0,94053	11,14549	0,11517	
8,5	1,18592	0,180	0,06488	0,93512	11,20993	0,10579	





SITIO 2

**ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR**

( DEFORMACION CONTROLADA )

NORMA ASTM D 2166

FECHA DE TOMA : 09-nov-12

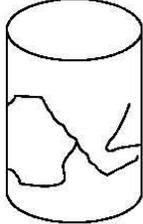
FECHA DE ENSAYO: 13-nov-12

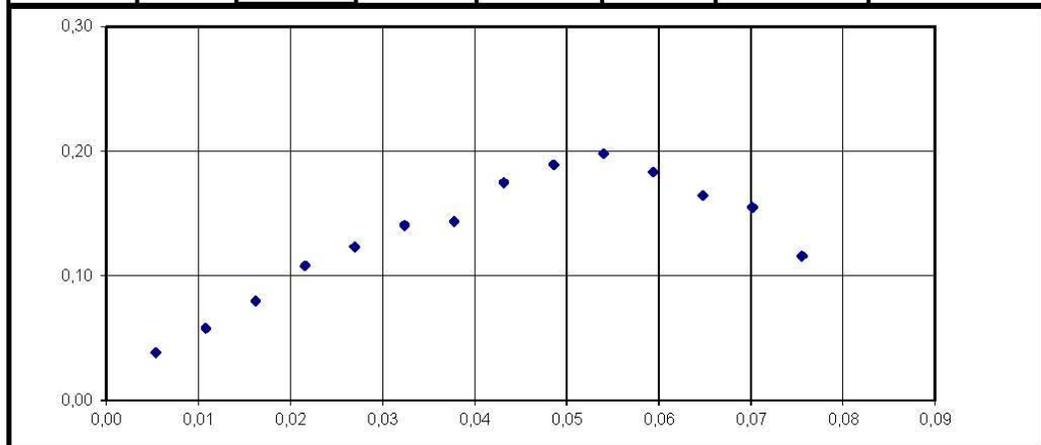
PROFUNDIDAD : 3,16 - 3,66

MUESTRA : 3

DIAMETRO : 3,65 cm. ALTURA : 7,06 cm. AREA (Ao) : 10,45 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 73,80 cm<sup>3</sup>

W = 113,16 gr.  $\rho$  = 1,533 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 O.0001"	Kg	DIAL LC-8 O.001"	E= AH H				
2,9	0,40461	0,015	0,00540	0,99460	10,51066	0,03849	
4,4	0,61389	0,030	0,01079	0,98921	10,56800	0,05809	
6,1	0,85107	0,045	0,01619	0,98381	10,62597	0,08009	
8,3	1,15802	0,060	0,02159	0,97841	10,68458	0,10838	
9,5	1,32544	0,075	0,02698	0,97302	10,74384	0,12337	
10,9	1,52077	0,090	0,03238	0,96762	10,80376	0,14076	
11,2	1,56262	0,105	0,03778	0,96222	10,86435	0,14383	
13,7	1,91142	0,120	0,04317	0,95683	10,92563	0,17495	
14,9	2,07885	0,135	0,04857	0,95143	10,98760	0,18920	
15,7	2,19046	0,150	0,05397	0,94603	11,05028	0,19823	
14,6	2,03699	0,165	0,05936	0,94064	11,11367	0,18329	
13,2	1,84166	0,180	0,06476	0,93524	11,17780	0,16476	
12,5	1,74400	0,195	0,07016	0,92984	11,24268	0,15512	
9,4	1,31149	0,210	0,07555	0,92445	11,30831	0,11598	





## ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )  
NORMA ASTM D 2166

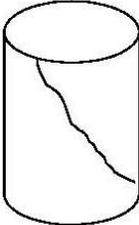
**SITIO 2**

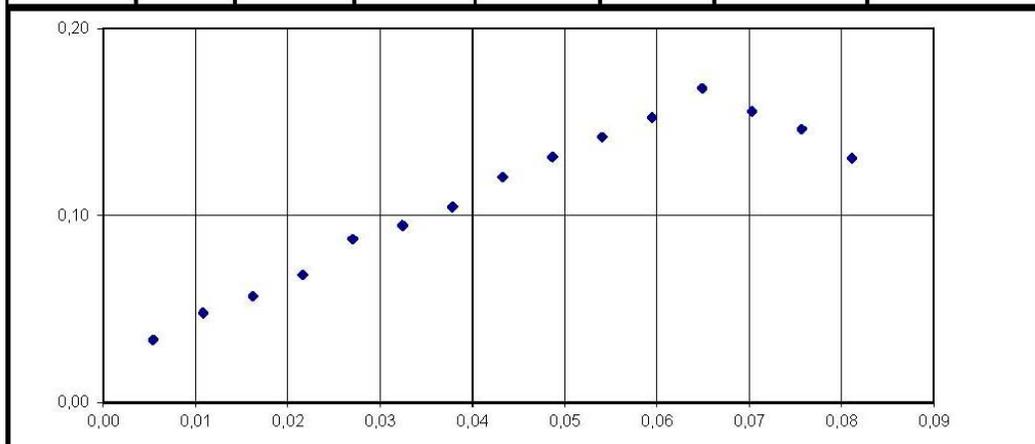
FECHA DE TOMA : 09-nov-12  
FECHA DE ENSAYO: 13-nov-12  
PROFUNDIDAD : 4,00 - 4,50

MUESTRA : 4

DIAMETRO : 3,64 cm. ALTURA : 7,05 cm. AREA (Ao) : 10,41 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 73,33 cm<sup>3</sup>

W = 120,50 gr.    ρ = 1,643 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
2,5	0,34880	0,015	0,00541	0,99459	10,46281	0,03334	
3,6	0,50227	0,030	0,01081	0,98919	10,52000	0,04774	
4,3	0,59994	0,045	0,01622	0,98378	10,57781	0,05672	
5,2	0,72550	0,060	0,02163	0,97837	10,63627	0,06821	
6,7	0,93478	0,075	0,02703	0,97297	10,69538	0,08740	
7,3	1,01850	0,090	0,03244	0,96756	10,75514	0,09470	
8,1	1,13011	0,105	0,03785	0,96215	10,81558	0,10449	
9,4	1,31149	0,120	0,04325	0,95675	10,87670	0,12058	
10,3	1,43706	0,135	0,04866	0,95134	10,93852	0,13138	
11,2	1,56262	0,150	0,05407	0,94593	11,00104	0,14204	
12,1	1,68819	0,165	0,05947	0,94053	11,06428	0,15258	
13,4	1,86957	0,180	0,06488	0,93512	11,12826	0,16800	
12,5	1,74400	0,195	0,07029	0,92971	11,19297	0,15581	
11,8	1,64634	0,210	0,07570	0,92430	11,25845	0,14623	
10,6	1,47891	0,225	0,08110	0,91890	11,32469	0,13059	





SITIO 2

### ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

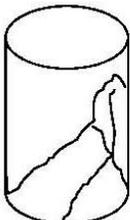
( DEFORMACION CONTROLADA )  
 NORMA ASTM D 2166

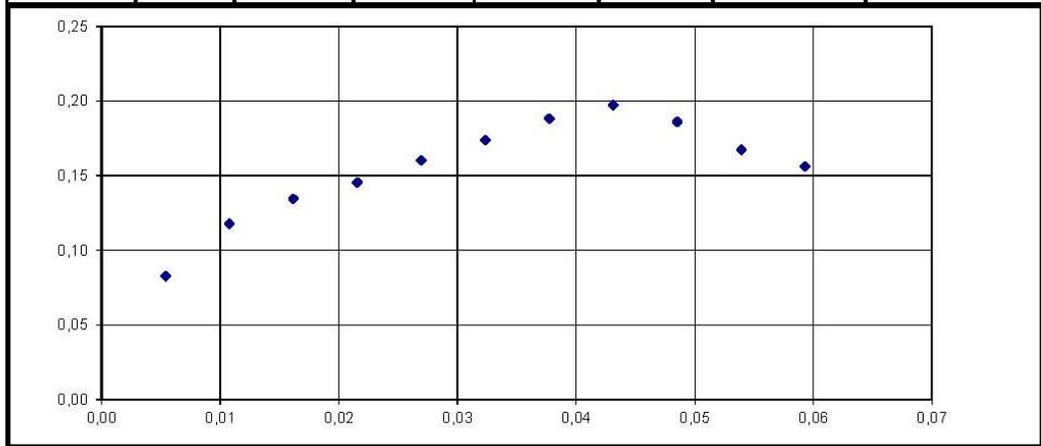
FECHA DE TOMA : 09-nov-12  
 FECHA DE ENSAYO: 13-nov-12  
 PROFUNDIDAD : 6,00 - 6,50

MUESTRA : 5

DIAMETRO : 3,64 cm. ALTURA : 7,07 cm. AREA (Ao) : 10,42 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 73,60 cm<sup>3</sup>

W = 121,55 gr. ρ = 1,651 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
6,2	0,86502	0,015	0,00539	0,99461	10,47223	0,08260	
8,9	1,24173	0,030	0,01078	0,98922	10,52931	0,11793	
10,2	1,42310	0,045	0,01617	0,98383	10,58701	0,13442	
11,1	1,54867	0,060	0,02157	0,97843	10,64535	0,14548	
12,3	1,71610	0,075	0,02696	0,97304	10,70433	0,16032	
13,4	1,86957	0,090	0,03235	0,96765	10,76397	0,17369	
14,6	2,03699	0,105	0,03774	0,96226	10,82428	0,18819	
15,4	2,14861	0,120	0,04313	0,95687	10,88527	0,19739	
14,6	2,03699	0,135	0,04852	0,95148	10,94695	0,18608	
13,2	1,84166	0,150	0,05392	0,94608	11,00934	0,16728	
12,4	1,73005	0,165	0,05931	0,94069	11,07244	0,15625	





SITIO 2

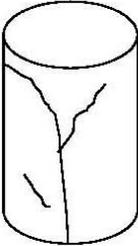
**ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR**  
(DEFORMACION CONTROLADA)  
NORMA ASTM D 2166

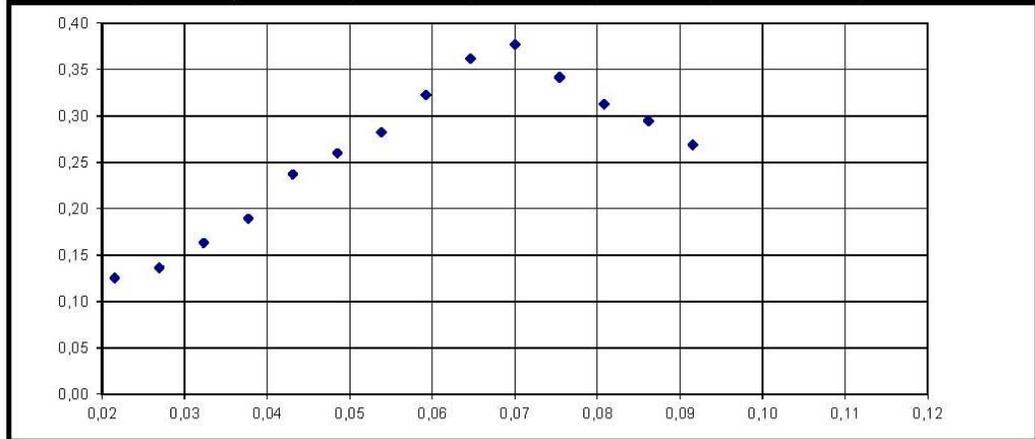
FECHA DE TOMA : 09-nov-12  
FECHA DE ENSAYO: 13-nov-12  
PROFUNDIDAD : 7,50 - 8,00

MUESTRA : 6

DIAMETRO : 3,64 cm. ALTURA : 7,07 cm. AREA (Ao) : 10,42 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 73,67 cm<sup>3</sup>

W = 115,97 gr.  $\rho$  = 1,574 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 O.0001"	Kg	DIAL LC-8 O.001"	E= AH H				
4,6	0,64179	0,015	0,00539	0,99461	10,47218	0,06129	
6,8	0,94874	0,030	0,01077	0,98923	10,52920	0,09011	
7,9	1,10221	0,045	0,01616	0,98384	10,58684	0,10411	
9,6	1,33939	0,060	0,02155	0,97845	10,64512	0,12582	
10,5	1,46496	0,075	0,02693	0,97307	10,70405	0,13686	
12,6	1,75795	0,090	0,03232	0,96768	10,76363	0,16332	
14,7	2,05094	0,105	0,03770	0,96230	10,82388	0,18948	
18,5	2,58112	0,120	0,04309	0,95691	10,88481	0,23713	
20,4	2,84621	0,135	0,04848	0,95152	10,94643	0,26001	
22,3	3,11130	0,150	0,05386	0,94614	11,00875	0,28262	
25,6	3,57171	0,165	0,05925	0,94075	11,07178	0,32260	
28,9	4,03213	0,180	0,06464	0,93536	11,13554	0,36210	
30,3	4,22746	0,195	0,07002	0,92998	11,20003	0,37745	
27,6	3,85075	0,210	0,07541	0,92459	11,26528	0,34182	
25,4	3,54381	0,225	0,08080	0,91920	11,33130	0,31275	
24,1	3,36243	0,240	0,08618	0,91382	11,39809	0,29500	
22,1	3,08339	0,255	0,09157	0,90843	11,46567	0,26892	



## Veleta de Campo

SITIO 2

### CALCULO DEL SU DE LA PRUEVA CON LA VELETA

SONDEO No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m	INDICE PLASTICO	ANCHO VELETA D (pulg)	CALCULO DEL SU NO DRENADO		CALCULO DEL SU REMOLDEADO		SENSIBILIDAD S <sub>TV</sub>	(Su) <sub>v</sub> Ton/m <sup>2</sup>	
					TORQUE T (lb-pulg)	FACT. CORR. μ <sub>v</sub>	T max. (lb-pulg)	TORQUE T (lb-pulg)			T max. (lb-pulg)
P1	1	1.80 - 2.30	0.49	1	9.6	1.0185	9.78	3.4	3.46	0.94	1.88
	2	2.56 - 3.06	0.74	1	9.3	1.0113	9.40	3.6	3.64	0.99	1.80
	3	3.16 - 3.66	0.56	1	8.5	1.0163	8.64	3.4	3.46	0.94	1.66
	4	4.00 - 4.50	0.32	1	11.7	1.0245	11.99	3.8	3.89	1.06	2.30

$$(Su)_{v,c} = \frac{6T(\text{correg})}{7D^3}$$

$$(Sur)_{v,c} = \frac{(Su)_{v,c}}{(Sur)_{v,c}}$$

$$(\text{correg}) = T(\text{ensayo}) * \mu_v$$

$$\mu_v = 1,05 - 0,045(P)^{0,5}$$

### Sitio 3

### Compresión Simple



SITIO 3

### ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR ( DEFORMACION CONTROLADA ) NORMA ASTM D 2166

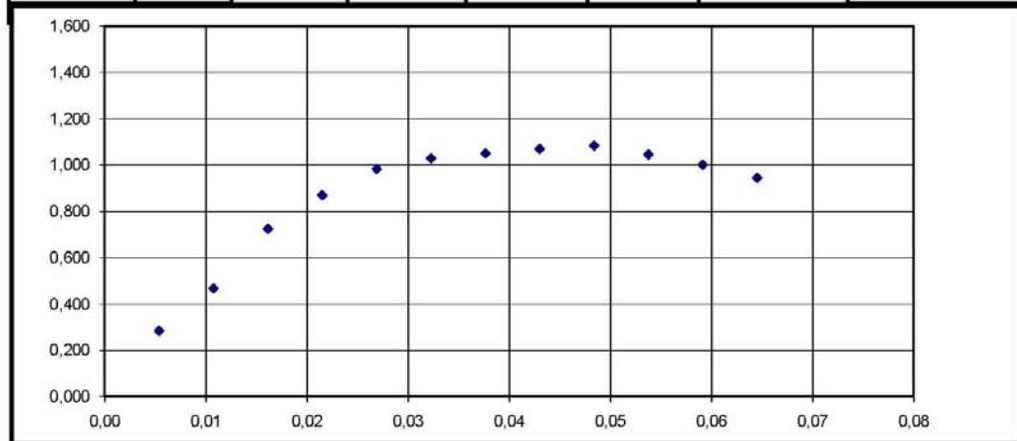
FECHA DE TOMA : 2-feb-13  
FECHA DE ENSAYO: 11-feb-13  
PROFUNDIDAD : 1,20 - 1,70

MUESTRA : 1

DIAMETRO : 3.63 cm. ALTURA : 7.09 cm. AREA (Ao) : 10.35 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 73.34 cm<sup>3</sup>

W = 129.23 gr.  $\gamma$  = 1.762 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
21.2	2.95782	0.015	0.00538	0.99462	10.40508	0.28427	
35.1	4.89715	0.030	0.01075	0.98925	10.46163	0.46811	
54.6	7.61779	0.045	0.01613	0.98387	10.51879	0.72421	
66.0	9.20832	0.060	0.02151	0.97849	10.57659	0.87063	
75.0	10.46400	0.075	0.02688	0.97312	10.63502	0.98392	
79.0	11.02208	0.090	0.03226	0.96774	10.69411	1.03067	
81.0	11.30112	0.105	0.03763	0.96237	10.75385	1.05089	
83.0	11.58016	0.120	0.04301	0.95699	10.81426	1.07082	
84.5	11.78944	0.135	0.04839	0.95161	10.87536	1.08405	
82.0	11.44064	0.150	0.05376	0.94624	10.93715	1.04603	
79.0	11.02208	0.165	0.05914	0.94086	10.99965	1.00204	
75.0	10.46400	0.180	0.06452	0.93548	11.06286	0.94587	





## ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )

NORMA ASTM D 2166

**SITIO 3**

FECHA DE TOMA : 02-feb-13

FECHA DE ENSAYO: 11-feb-13

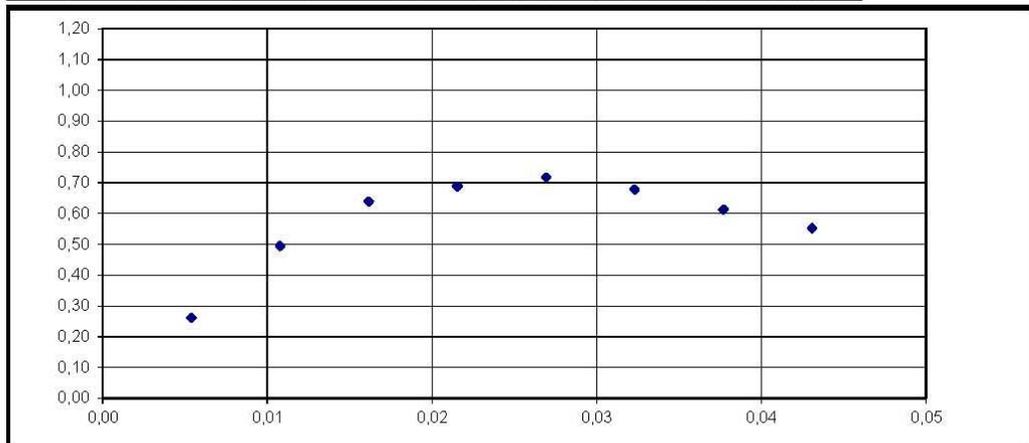
PROFUNDIDAD : 2,00 - 2,50

MUESTRA : 2

DIAMETRO : 3,65 cm. ALTURA : 7,08 cm. AREA (Ao) : 10,43 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 73,84 cm<sup>3</sup>

W = 114,97 gr.      ρ = 1,557 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
19,7	2,74854	0,015	0,00538	0,99462	10,49133	0,26198	
37,4	5,21805	0,030	0,01077	0,98923	10,54843	0,49468	
48,6	6,78067	0,045	0,01615	0,98385	10,60615	0,63932	
52,6	7,33875	0,060	0,02154	0,97846	10,66451	0,68815	
55,1	7,68755	0,075	0,02692	0,97308	10,72352	0,71689	
52,4	7,30387	0,090	0,03230	0,96770	10,78318	0,67734	
47,6	6,64115	0,105	0,03769	0,96231	10,84351	0,61245	
43,2	6,02726	0,120	0,04307	0,95693	10,90451	0,55273	





## ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )  
NORMA ASTM D 2166

**SITIO 3**

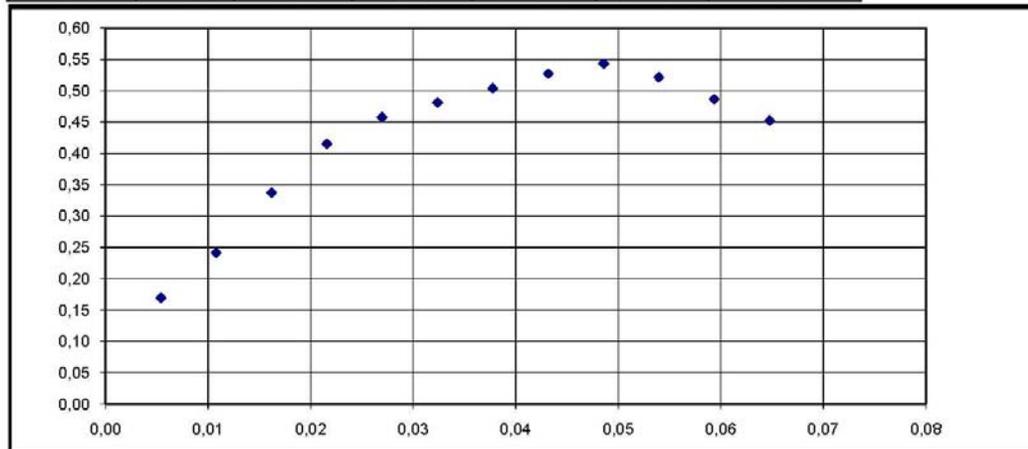
FECHA DE TOMA : 02-feb-13  
FECHA DE ENSAYO: 11-feb-13  
PROFUNDIDAD : 3,50 - 4,00

MUESTRA : 3

DIAMETRO : 3.64 cm. ALTURA : 7.06 cm. AREA (Ao) : 10.39 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 73.33 cm<sup>3</sup>

W = 107.43 gr.  $\gamma$  = 1.465 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
12.7	1.77190	0.015	0.00540	0.99460	10.44355	0.16966	
18.2	2.53926	0.030	0.01079	0.98921	10.50052	0.24182	
25.5	3.55776	0.045	0.01619	0.98381	10.55812	0.33697	
31.6	4.40883	0.060	0.02159	0.97841	10.61635	0.41529	
35.0	4.88320	0.075	0.02698	0.97302	10.67524	0.45743	
37.0	5.16224	0.090	0.03238	0.96762	10.73477	0.48089	
39.0	5.44128	0.105	0.03778	0.96222	10.79498	0.50406	
41.0	5.72032	0.120	0.04317	0.95683	10.85586	0.52693	
42.5	5.92960	0.135	0.04857	0.95143	10.91744	0.54313	
41.0	5.72032	0.150	0.05397	0.94603	10.97972	0.52099	
38.5	5.37152	0.165	0.05936	0.94064	11.04271	0.48643	
36.0	5.02272	0.180	0.06476	0.93524	11.10643	0.45224	





SITIO 3

### ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )  
NORMA ASTM D 2166

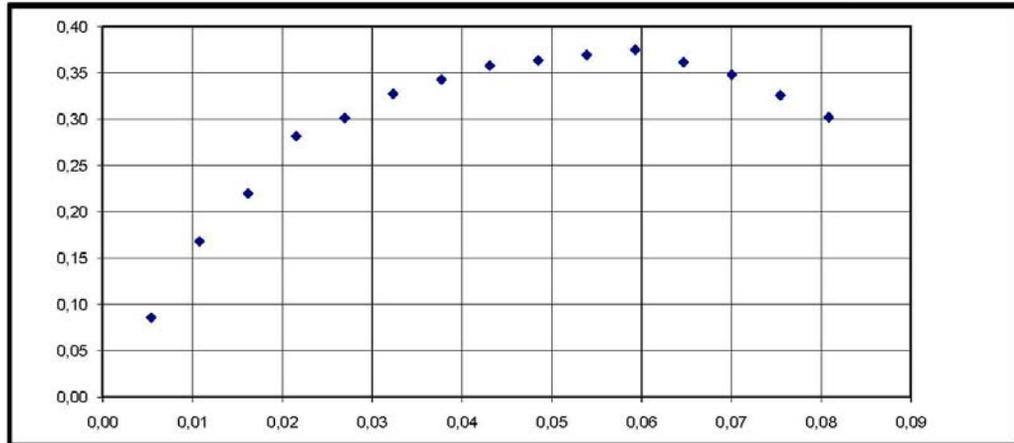
FECHA DE TOMA : 02-feb-13  
FECHA DE ENSAYO: 11-feb-13  
PROFUNDIDAD : 5,00 - 5,50

MUESTRA : 4

DIAMETRO : 3.60 cm. ALTURA : 7.07 cm. AREA (Ao) : 10.18 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 71.96 cm<sup>3</sup>

W = 96.94 gr.  $\gamma$  = 1.347 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
6.3	0.87898	0.015	0.00539	0.99461	10.23393	0.08589	
12.4	1.73005	0.030	0.01078	0.98922	10.28969	0.16813	
16.3	2.27418	0.045	0.01617	0.98383	10.34605	0.21981	
21.0	2.92992	0.060	0.02156	0.97844	10.40303	0.28164	
22.6	3.15315	0.075	0.02694	0.97306	10.46064	0.30143	
24.7	3.44614	0.090	0.03233	0.96767	10.51890	0.32761	
26.0	3.62752	0.105	0.03772	0.96228	10.57781	0.34294	
27.3	3.80890	0.120	0.04311	0.95689	10.63738	0.35807	
27.9	3.89261	0.135	0.04850	0.95150	10.69763	0.36388	
28.5	3.97632	0.150	0.05389	0.94611	10.75856	0.36960	
29.1	4.06003	0.165	0.05928	0.94072	10.82019	0.37523	
28.2	3.93446	0.180	0.06467	0.93533	10.88253	0.36154	
27.3	3.80890	0.195	0.07006	0.92994	10.94559	0.34798	
25.7	3.58566	0.210	0.07545	0.92455	11.00939	0.32569	
24.0	3.34848	0.225	0.08083	0.91917	11.07394	0.30237	





## ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )

NORMA ASTM D 2166

**SITIO 3**

FECHA DE TOMA : 02-feb-13

FECHA DE ENSAYO: 11-feb-13

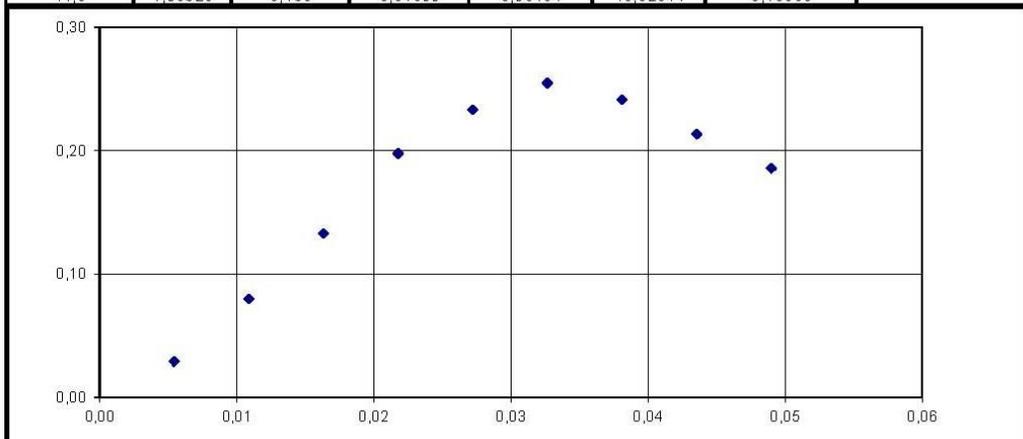
PROFUNDIDAD : 6,50 - 7,00

MUESTRA : 5

DIAMETRO : 3,57 cm. ALTURA : 7,00 cm. AREA (Ao) : 10,01 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 70,07 cm<sup>3</sup>

W = 84,85 gr.    □ = 1,211 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
2,1	0,29299	0,015	0,00544	0,99456	10,06462	0,02911	
5,8	0,80922	0,030	0,01089	0,98911	10,12001	0,07996	
9,7	1,35334	0,045	0,01633	0,98367	10,17600	0,13299	
14,5	2,02304	0,060	0,02177	0,97823	10,23262	0,19770	
17,2	2,39974	0,075	0,02721	0,97279	10,28988	0,23321	
18,9	2,63693	0,090	0,03266	0,96734	10,34777	0,25483	
18,0	2,51136	0,105	0,03810	0,96190	10,40633	0,24133	
16,0	2,23232	0,120	0,04354	0,95646	10,46554	0,21330	
14,0	1,95328	0,135	0,04899	0,95101	10,52544	0,18558	





**ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR**  
( DEFORMACION CONTROLADA )  
NORMA ASTM D 2166

SITIO 3

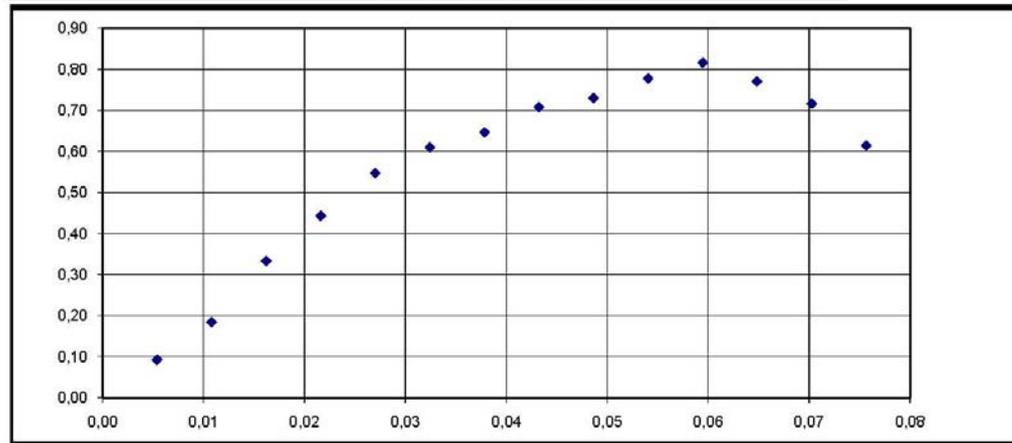
FECHA DE TOMA : 02-feb-13  
FECHA DE ENSAYO: 11-feb-13  
PROFUNDIDAD : 9,50 - 10,00

MUESTRA : 7

DIAMETRO : 3.60 cm. ALTURA : 7.05 cm. AREA (Ao) : 10.18 cm2 VOLUMEN : 71.76 cm3

W = 117.76 gr.  $\gamma$  = 1.641 gr./cm3

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm2	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 O.0001"	Kg	DIAL LC-8 O.001"	E= AH H				
6.8	0.94874	0.015	0.00540	0.99460	10.23409	0.09270	
13.6	1.89747	0.030	0.01081	0.98919	10.29000	0.18440	
24.7	3.44614	0.045	0.01621	0.98379	10.34653	0.33307	
33.0	4.60416	0.060	0.02162	0.97838	10.40368	0.44255	
41.0	5.72032	0.075	0.02702	0.97298	10.46147	0.54680	
46.0	6.41792	0.090	0.03243	0.96757	10.51990	0.61007	
49.0	6.83648	0.105	0.03783	0.96217	10.57898	0.64623	
54.0	7.53408	0.120	0.04323	0.95677	10.63874	0.70817	
56.0	7.81312	0.135	0.04864	0.95136	10.69917	0.73025	
60.0	8.37120	0.150	0.05404	0.94596	10.76030	0.77797	
63.3	8.83162	0.165	0.05945	0.94055	10.82212	0.81607	
60.1	8.38515	0.180	0.06485	0.93515	10.88467	0.77036	
56.2	7.84102	0.195	0.07026	0.92974	10.94793	0.71621	
48.5	6.76672	0.210	0.07566	0.92434	11.01194	0.61449	
38.2	5.32966	0.225	0.08106	0.91894	11.07670	0.48116	





**ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR**  
( DEFORMACION CONTROLADA )  
NORMA ASTM D 2166

SITIO 3

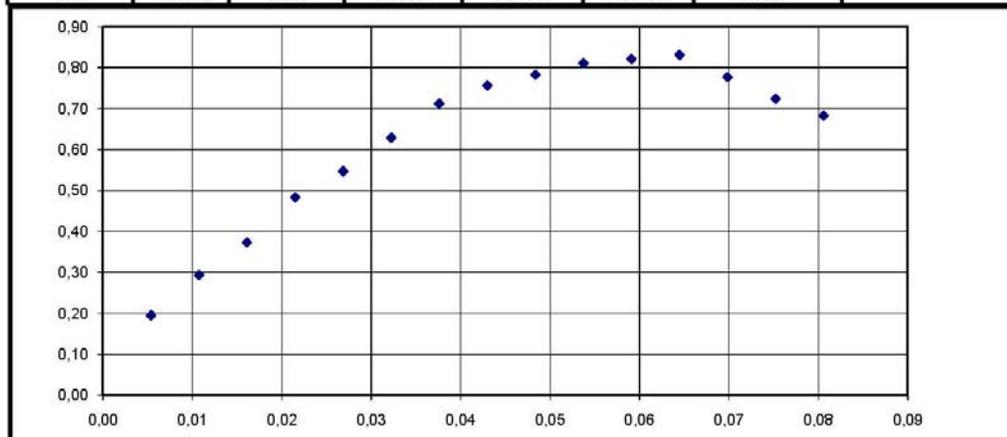
FECHA DE TOMA : 02-feb-13  
FECHA DE ENSAYO: 11-feb-13  
PROFUNDIDAD : 11,00 - 11,50

MUESTRA : 8

DIAMETRO : 3.66 cm. ALTURA : 7.09 cm. AREA (Ao) : 10.52 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 74.59 cm<sup>3</sup>

W = 111.22 gr.  $\gamma$  = 1.491 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 O.0001"	Kg	DIAL LC-8 O.001"	E= AH H				
14.8	2.06490	0.015	0.00537	0.99463	10.57775	0.19521	
22.4	3.12525	0.030	0.01075	0.98925	10.63521	0.29386	
28.6	3.99027	0.045	0.01612	0.98388	10.69329	0.37316	
37.2	5.19014	0.060	0.02150	0.97850	10.75202	0.48271	
42.4	5.91565	0.075	0.02687	0.97313	10.81139	0.54717	
49.0	6.83648	0.090	0.03224	0.96776	10.87143	0.62885	
55.8	7.78522	0.105	0.03762	0.96238	10.93213	0.71214	
59.6	8.31539	0.120	0.04299	0.95701	10.99352	0.75639	
62.0	8.65024	0.135	0.04836	0.95164	11.05560	0.78243	
64.6	9.01299	0.150	0.05374	0.94626	11.11838	0.81064	
65.8	9.18042	0.165	0.05911	0.94089	11.18188	0.82101	
67.0	9.34784	0.180	0.06449	0.93551	11.24611	0.83121	
63.0	8.78976	0.195	0.06986	0.93014	11.31108	0.77709	
59.0	8.23168	0.210	0.07523	0.92477	11.37681	0.72355	
56.0	7.81312	0.225	0.08061	0.91939	11.44331	0.68277	





SITIO 3

### ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )  
NORMA ASTM D 2166

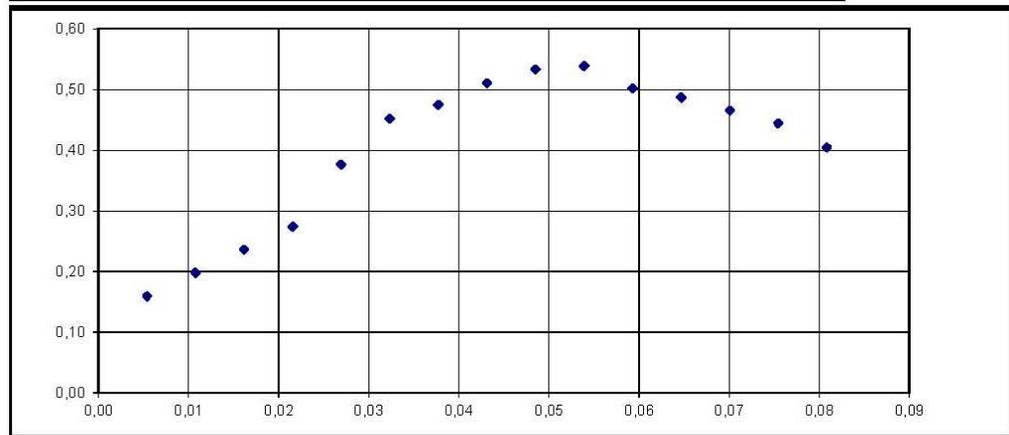
FECHA DE TOMA : 02-feb-13  
FECHA DE ENSAYO : 11-feb-13  
PROFUNDIDAD : 12,50 - 13,00

MUESTRA : 9

DIAMETRO : 3,65 cm. ALTURA : 7,07 cm. AREA (Ao) : 10,46 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 73,98 cm<sup>3</sup>

W = 115,55 gr. □ = 1,562 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 O.OOO1"	Kg	DIAL LC-8 O.OO1"	E= AH H				
12,0	1,67424	0,015	0,00539	0,99461	10,52018	0,15915	
15,0	2,09280	0,030	0,01078	0,98922	10,57750	0,19785	
18,0	2,51136	0,045	0,01617	0,98383	10,63543	0,23613	
21,0	2,92992	0,060	0,02156	0,97844	10,69401	0,27398	
29,0	4,04608	0,075	0,02694	0,97306	10,75324	0,37627	
35,0	4,88320	0,090	0,03233	0,96767	10,81312	0,45160	
37,0	5,16224	0,105	0,03772	0,96228	10,87368	0,47475	
40,0	5,58080	0,120	0,04311	0,95689	10,93491	0,51037	
42,0	5,85984	0,135	0,04850	0,95150	10,99685	0,53287	
42,7	5,95750	0,150	0,05389	0,94611	11,05948	0,53868	
40,0	5,58080	0,165	0,05928	0,94072	11,12284	0,50174	
39,0	5,44128	0,180	0,06467	0,93533	11,18692	0,48640	
37,5	5,23200	0,195	0,07006	0,92994	11,25175	0,46499	
36,0	5,02272	0,210	0,07545	0,92455	11,31733	0,44381	
33,0	4,60416	0,225	0,08083	0,91917	11,38369	0,40445	





SITIO 3

### ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )  
 NORMA ASTM D 2166

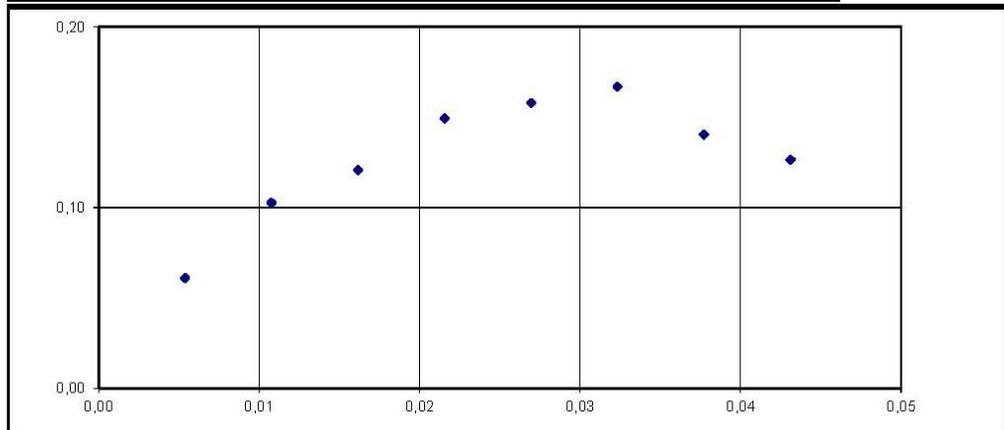
FECHA DE TOMA : 02-feb-13  
 FECHA DE ENSAYO: 11-feb-13  
 PROFUNDIDAD : 15,50 - 16,00

MUESTRA : 11

DIAMETRO : 3,61 cm. ALTURA : 7,07 cm. AREA (Ao) : 10,24 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 72,36 cm<sup>3</sup>

W = 101,82 gr.  $\rho$  = 1,407 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 0.0001"	Kg	DIAL LC-8 0.001"	E= AH H				
4,5	0,62784	0,015	0,00539	0,99461	10,29087	0,06101	
7,6	1,06035	0,030	0,01078	0,98922	10,34693	0,10248	
9,0	1,25568	0,045	0,01617	0,98383	10,40361	0,12070	
11,2	1,56262	0,060	0,02156	0,97844	10,46091	0,14938	
11,9	1,66029	0,075	0,02694	0,97306	10,51884	0,15784	
12,7	1,76493	0,090	0,03233	0,96767	10,57742	0,16686	
10,7	1,49286	0,105	0,03772	0,96228	10,63666	0,14035	
9,7	1,35334	0,120	0,04311	0,95689	10,69656	0,12652	





SITIO 3

### ENSAYO DE COMPRESION SIN CONFINAR

( DEFORMACION CONTROLADA )  
NORMA ASTM D 2166

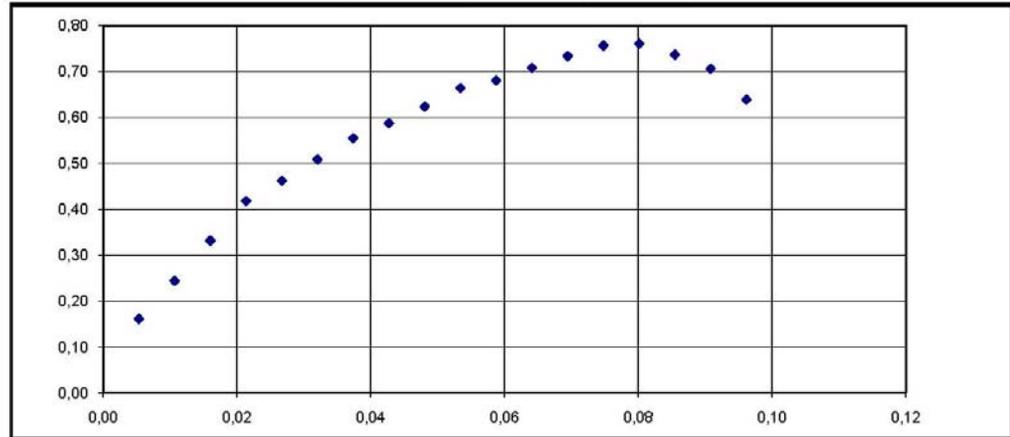
FECHA DE TOMA : 02-feb-13  
FECHA DE ENSAYO: 11-feb-13  
PROFUNDIDAD : 17,00 - 17,50

MUESTRA : 12

DIAMETRO : 3.65 cm. ALTURA : 7.13 cm. AREA (Ao) : 10.46 cm<sup>2</sup> VOLUMEN : 74.60 cm<sup>3</sup>

W = 135.86 gr.  $\gamma$  = 1.821 gr./cm<sup>3</sup>

CARGA		Deformación Vertical		1 - E	Area Corregida Ao 1 - E	Esfuerzo de Compresión Kg/cm <sup>2</sup>	ESQUEMA DE LA ROTURA
DIAL LC-2 O.0001"	Kg	DIAL LC-8 O.001"	E= AH H				
12.2	1.70214	0.015	0.00534	0.99466	10.51970	0.16181	
18.5	2.58112	0.030	0.01069	0.98931	10.57653	0.24404	
25.3	3.52986	0.045	0.01603	0.98397	10.63396	0.33194	
32.0	4.46464	0.060	0.02137	0.97863	10.69203	0.41757	
35.6	4.96691	0.075	0.02672	0.97328	10.75073	0.46201	
39.4	5.49709	0.090	0.03206	0.96794	10.81008	0.50851	
43.2	6.02726	0.105	0.03741	0.96259	10.87009	0.55448	
46.0	6.41792	0.120	0.04275	0.95725	10.93077	0.58714	
49.1	6.85043	0.135	0.04809	0.95191	10.99213	0.62321	
52.6	7.33875	0.150	0.05344	0.94656	11.05418	0.66389	
54.2	7.56198	0.165	0.05878	0.94122	11.11694	0.68022	
56.7	7.91078	0.180	0.06412	0.93588	11.18042	0.70756	
59.1	8.24563	0.195	0.06947	0.93053	11.24462	0.73330	
61.3	8.55258	0.210	0.07481	0.92519	11.30957	0.75622	
62.0	8.65024	0.225	0.08015	0.91985	11.37527	0.76044	
60.4	8.42701	0.240	0.08550	0.91450	11.44174	0.73651	
58.2	8.12006	0.255	0.09084	0.90916	11.50899	0.70554	
53.0	7.39456	0.270	0.09619	0.90381	11.57703	0.63873	



## **10.0 ANEXO B – FOTOS**











