

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**



**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA DE CIVIL**

**DISERTACIÓN DE GRADO**

**“DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE COMPRESIBILIDAD E INDICE DE  
EXPANSION DE LOS SUELOS COHESIVOS BLANDOS EN LA ZONA DE  
TONSUPA EN LA PROVINCIA DE ESMERALDAS”**

**MARÍA INÉS CALVO BARRIGA**

**DANNY JAVIER DURÁN ALVAREZ**

**QUITO, 2013**



## CONTENIDO

Resumen.....	VIII
CAPITULO I: ANTECEDENTES.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1.1 RESEÑA HISTÓRICA.....	1
1.1.1.1 PROVINCIA DE ESMERALDAS.....	1
1.1.1.2 CANTON ATACAMES.....	2
1.1.1.3 PARROQUIA TONSUPA.....	4
1.2 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO.....	5
1.2.1 PROVINCIA DE ESMERALDAS.....	5
1.2.2 CANTON ATACAMES.....	6
1.2.3. PARROQUIA TONSUPA.....	7
1.2.4 CLIMA.....	7
1.2.5 OROGRAFÍA.....	8
1.3 SITUACIÓN DEL MEDIO FÍSICO Y BIÓTICO.....	9
1.3.1 Geología y Geomorfología.....	9
1.3.2 Tipo de Suelo.....	9
1.3.3. Vegetación.....	10
1.4 DETERMINACION DEL TIPO DE SUELO DE LA ZONA.....	11
1.4.1 Introducción.....	11
1.4.2 Principales tipos de suelos.....	12

1.4.3 IDENTIFICACION SENCILLA DE SUELOS.....	13
1.4.4. Textura del suelo.....	13
1.4.5. Propiedades agrológicas.....	14
1.4.6. Porosidad.....	15
1.4.7. Permeabilidad de los suelos.....	16
1.4.8. Capacidad de saturación de agua.....	17
1.5 TEORIA DE LAS ARCILLAS.....	18
1.5.1 INTRODUCCIÓN.....	18
1.5.2 CARACTERÍSTICAS DE LA ARCILLA.....	18
1.5.3 CLASIFICACIÓN.....	19
1.5.4 ORIGEN DE LA ARCILLA.....	19
1.5.5. PROPIEDADES FÍSICO – QUÍMICAS.....	20
1.5.5.1. Superficie Específica.....	22
1.5.5.2. Capacidad de Absorción de las Arcillas.....	23
1.5.5.3. Estructura Laminar de Las Arcillas.....	25
1.5.5.4. Hidratación e Hinchamiento.....	26
1.5.5.5. Plasticidad.....	27
1.5.5.6. Polaridad de las Arcillas.....	28
1.6 LIMOS.....	30
1.6.1. Definición, Propiedades y Clasificación.....	30
1.7 . DIFERENCIAS ENTRE LIMOS Y ARCILLAS.....	32

CAPITULO 2: ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION.....	34
2.1 INTRODUCCION.....	34
2.2 DEFORMACIONES EN EL SUELO.....	35
2.2.1 Deformación elástica.....	36
2.2.2 Deformación plástica.....	36
2.2.3 Deformación compresiva.....	36
2.3. CONSOLIDACIÓN.....	36
2.3.1 Principio de esfuerzo efectivo.....	38
2.3.2. Clases de Consolidación.....	42
2.3.3 Analogía Mecánica de Terzaghi.....	44
2.4 ESTUDIO DE LA CONSOLIDACIÓN DEL SUELO EN EL LABORATORIO.....	48
2.4.1 Procedimiento.....	49
2.4.2 Curva de consolidación.....	51
2.4.2.1. Características de la curva de consolidación.....	52
2.4.3 Curva de compresibilidad.....	53
2.4.3.1. Características de la curva de compresibilidad.....	54
2.5. EFECTO DE ALTERACION DE LA MUESTRA DE ARCILLA.....	56
2.6. PRESION DE PRECONSOLIDACION.....	57
2.7. INDICE DE COMPRESIBILIDAD $C_c$ .....	58
2.8 INDICE DE EXPANSION.....	60
2.9. CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL.....	62
2.9.1 Suelos Orgánicos.....	64
2.9.1.1. Materia orgánica del suelo.....	65

2.10 LIMITES DE ATTERBEG.....	66
2.10.1 Límite Líquido.....	70
2.10.2 Límite Plástico.....	70
2.10.2.1. Índice de Plasticidad.....	71
2.10.3 Límite de Contracción.....	72
2.10.3.1 Índice de Contracción.....	73
2.11 RELACIONES DE VACÍOS Y POROSIDAD.....	73
2.11.1 Suelos granulares.....	74
2.11.2 Suelos cohesivos.....	75
2.12 GRAVEDAD ESPECÍFICA.....	76
2.12.1 Aplicación del Gs.....	77
2.12.2 Procedimiento para obtener la gravedad específica.....	77
2.13 PESO UNITARIO.....	78
2.13.1 Peso unitario del agua y de los sólidos.....	78
2.13.2 Peso unitario sumergido.....	80
2.14 CORRELACIONES DEL INDICE DE COMPRESIBILIDAD.....	80
CAPITULO 3: TRABAJOS DE CAMPO.....	83
3.1. TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS.....	83
3.1.1. TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS CON TUBO DE PARED DELGADA “SHELBY”.....	84
3.1.1.1. EQUIPOS QUE SE UTILIZAN.....	85
3.1.1.2. PROCEDIMIENTO.....	87
3.2. ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR “SPT”.....	89

CAPITULO 4: CLASIFICACION DE SUELOS.....	93
4.1 INTRODUCCION.....	93
4.1.1 S.U.C.S (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).....	93
4.1.1.1 Suelos de grano grueso.....	95
4.1.1.2 Suelos de grano fino.....	95
4.1.1.3 Suelos orgánicos.....	95
4.1.2 AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).....	99
 CAPITULO 5: ENSAYOS DE COMPRESIÓN.....	 103
5.1 ENSAYO TRIAXIAL.....	103
5.1.1 GENERALIDADES.....	103
5.1.2 PRINCIPALES ESFUERZOS.....	105
5.1.3 CIRCULO DE MORH.....	105
5.1.4 ESFUERZO DESVIADOR.....	108
5.1.5 ENSAYO NO DRENADO NO CONSOLIDADO.....	109
5.1.5.1 Angulo de Fricción.....	113
5.1.5.2 Cohesión.....	113
5.2 ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE.....	114
5.2.1 GENERALIDADES.....	114
5.2.2 OBJETIVOS.....	115
5.2.3. PROCEDIMIENTO.....	117
5.2.4. CALCULOS.....	118

5.2.5 POSIBLES ERRORES QUE PUEDEN OCURRIR.....	120
CAPITULO 6: INTERPRETACION DE RESULTADOS.....	121
6.1. CLASIFICACION DE SUELOS.....	121
6.2 ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA.....	124
6.3 ENSAYO DE CONSOLIDACION.....	127
6.4 RESUMEN DE RESULTADOS.....	157
6.5 CORRELACIONES DEL INDICE DE COMPRESIBILIDAD POR AUTOR.....	161
6.5.1 Correlaciones en función del Límite Líquido.....	161
6.5.2 Correlaciones en función de la Relación de vacíos.....	189
6.5.3 Correlaciones en función de la Humedad Natural.....	225
6.5.4 Correlaciones en función del Índice Plástico.....	241
6.5.5 Correlaciones en función de Varios Parámetros.....	249
6.6 INTERPRETACION GLOBAL DE LAS CORRELACIONES.....	255
6.7 INTERPRETACION DEL INDICE DE EXPANSION.....	262
CAPITULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	263
7.1 CONCLUSIONES.....	263
7.2 RECOMENDACIONES.....	266
ANEXOS.....	267
BIBLIOGRAFIA.....	282



## **RESUMEN**

La cantidad de compresión que se puede presentar en el suelo, depende entre otros factores del índice de compresibilidad  $C_c$ , el cual se obtiene por medio del ensayo de consolidación. Debido al tiempo que implica el desarrollo de este ensayo, algunos autores han relacionado este parámetro con diferentes propiedades del suelo. Estas correlaciones a pesar de ser valiosas investigaciones, son formulas generales para la mayoría de suelos.

Es importante conocer los asentamientos por consolidación que se producirán en el suelo debido al peso de la estructura que se va a transmitir a este, ya que la vida de la estructura depende en gran parte del control de los asentamientos.

Al ser el índice de compresibilidad dependiente de la estructura del suelo y de su historia de esfuerzos, convierte a este problema en una investigación específica para cada sitio.

El objetivo general de este trabajo de investigación, es encontrar correlaciones entre el índice de compresibilidad y algunos parámetros del suelo que obtengan un valor del índice de compresibilidad que sea igual o muy similar al obtenido con el ensayo de consolidación, para de manera preliminar conseguir el asentamiento de los suelos de la zona de Tonsupa en la provincia de Esmeraldas con el fin de proporcionar al diseñador una idea aproximada de la calidad del suelo, especialmente durante la etapa de planeación de la obra y antes de la realización de los estudios.

Con la finalidad de conseguir el objetivo deseado, se realizaron tres perforaciones en campo de cinco metros de profundidad cada una para obtener muestras alteradas cada cincuenta centímetros con el Standar Penetration Test (SPT) con las cuales se realizaron ensayos de clasificación del suelo, y muestras inalteradas con tubos Shelby cada metro con las que se realizaron los ensayos de consolidación y compresión para determinar los diferentes parámetros del suelo.

En este estudio se analiza correlaciones entre:

- El índice de compresibilidad en función de la humedad natural.
- El índice de compresibilidad en función de la relación de vacíos.
- El índice de compresibilidad en función del límite líquido.
- El índice de compresibilidad en función del índice plástico.
- El índice de compresibilidad en función de varios parámetros del suelo.

Se concluye que con las correlaciones entre el índice de compresibilidad y la relación de vacíos se logran buenos resultados para este tipo de suelo. Sin embargo la correlación que permitió obtener valores del índice de compresibilidad más cercanos a los valores reales obtenidos del ensayo de consolidación realizado es la correlación del autor Hough en el año de 1957, no obstante su aplicación se recomienda para suelos de la zona de Tonsupa del tipo arcilloso.



## **CAPITULO I: ANTECEDENTES**

### **1.1 INTRODUCCIÓN**

#### **1.1.1 RESEÑA HISTÓRICA**

##### **1.1.1.1 PROVINCIA DE ESMERALDAS**

Esmeraldas fue descubierta por Bartolomé Ruiz el 21 de Septiembre de 1526 y proclamó su independencia el 5 de Agosto de 1820.

Según la versión de los cronistas de Indias y de los historiadores ecuatorianos, cuando los españoles llegaron, creyeron que en el territorio esmeraldeño existían minas de esta preciosa gema por lo que se identificó a estos territorios como: la Provincia de las Esmeraldas, que más tarde se la llamaría Esmeraldas.

El verdor de su selva, de sus ríos y de su mar, aumentó a justificar este nombre.

En 1533, el naufragio de un barco de esclavos permitió el asentamiento y la presencia de una activa población negra que se fusionó con las culturas blanca e indígena generando varias manifestaciones culturales, musicales, artesanales y dancísticas.

En los primeros años de la colonia, el dominio del gobierno español en esta región fue imposible, a causa de la resistencia de la población negra ahí afincada al mando de Sebastián de Illescas. Sólo un proceso evangelizador iniciado por la orden Mercedaria pudo someter a la comunidad negra al gobierno Español pero cuando ya era evidente el asentamiento de la colonia.

Esmeraldas tuvo la categoría de provincia durante la Colonia, el Rey de España se la concedió por dos generaciones a Don Pedro Vicente Maldonado. Al constituirse la Gran Colombia se la rebajo de categoría política, según la Ley de la División Política de la Gran Colombia del 25 de julio de 1824, asignándole la categoría de cantón de Quito, En 1839, pasa a formar parte de la provincia de Imbabura, posteriormente en el año de 1843 se lo reintegró como cantón de la provincia de Pichincha.

Aparece como Provincia de Esmeraldas en la Ley de División Territorial de la República del Ecuador del 29 de mayo de 1861 y lo integraban el Cantón Esmeraldas y las parroquias Esmeraldas, Atacames, Rioverde, La Tola, San Francisco y Concepción <sup>1</sup>

#### **1.1.1.2 CANTON ATACAMES**

Atacames fue creada oficialmente el 21 de noviembre de 1.991

Cabecera del cantón de su mismo nombre de la provincia de Esmeraldas.

Atacámes fue poblado prehispánico y a él llegaron Francisco Pizarro y su tropa en los primeros meses de 1531. Años más tarde, al escribir su Historia del Reino de Quito, el padre Juan de Velasco, la ubicaría con el nombre de Nancabez.

---

<sup>1</sup> <http://smeraldastierraverde.jimdo.com/esmeraldas-y-su-gente/esmeraldas-provincia/>

“Cuando llegaron los españoles, Atacames tenía unas 1.000 a 1.500 casas y sus alrededores estaban también bastante poblados”<sup>2</sup>

Poco tiempo después, por el año 1560, sobre el mismo poblado se llevó a cabo su fundación española, que se cumplió gracias a la participación de Juan de Olmos y cien soldados que lo acompañaban en una expedición.

Durante la colonia fue varias veces capital de la antigua provincia de Esmeraldas, alternando en dicha dignidad con San Mateo; pero más tarde perdió dicha categoría, hasta que, instaurada la República, fue parroquializada de acuerdo con la Ley de División Territorial del 29 de mayo de 1861.

Posteriormente la población fue abandonada poco a poco, y a mediados de 1909 tenía solamente 25 casas y 150 habitantes, aproximadamente. Más tarde creció nuevamente debido al movimiento turístico de la zona, y en la actualidad, por la belleza tropical de sus playas se ha convertido en uno de los centros vacacionales y de turismo más visitados de la costa norte del país.

El Congreso Nacional, en sesión del 5 de noviembre de 1991 aprobó el proyecto de su cantonización, que se celebra el 25 del mismo mes.

Está integrado por las parroquias rurales La Unión, Súa, Tonchigüe y Tonsupa.<sup>3</sup>

---

<sup>2</sup> Alain Dubly.- Los Poblados del Ecuador, p. 66.

<sup>3</sup> <http://www.encyclopediadelecuador.com/temasOpt.php?Ind=153&Let=>

### 1.1.1.3 PARROQUIA TONSUPA

Tonsupa se creó en el año de 1995, siendo una de las de mayor desarrollo urbano y turístico en la actualidad, esta hermosa playa cuenta con una completa infraestructura.<sup>4</sup>

Su nombre viene en honor al príncipe TONZUPA, indio de nobles sentimientos y enamorado eterno de su terruño. En este sector se asentaba antiguamente el cementerio indígena, de allí que durante las diferentes construcciones que se han venido edificando durante las excavaciones de las cimentaciones de los edificios, se han encontrado una infinidad de cerámicas con vistosos colores, figuras finamente decoradas y acabadas, ollas y fragmentos de la cultura atácame, quienes demostraron ser siempre muy amables, amigables y pacíficos, es por ello que cuando naufrago un barco frente a nuestras costas trayendo a los esclavos negros del África estos al desembarcar no encontraron ninguna resistencia por parte de los indios, lo que demuestra que ellos estaban acostumbrados a recibir constantemente a los visitantes de diferentes regiones que hacían de Atacames su centro de comercio e intercambio de productos, ya que ellos se dedicaban a la pesca, agricultura y las artesanías. Aun en la actualidad se pueden apreciar algunas tolas que eran las urnas sagradas donde emprendían el viaje sin retorno.<sup>5</sup>

---

4

[http://www.soludevt.com/site/index.php?option=com\\_content&view=article&id=87:tonsupa&catid=72:costa&Itemid=416](http://www.soludevt.com/site/index.php?option=com_content&view=article&id=87:tonsupa&catid=72:costa&Itemid=416)

## 1.2 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO

### 1.2.1 PROVINCIA DE ESMERALDAS

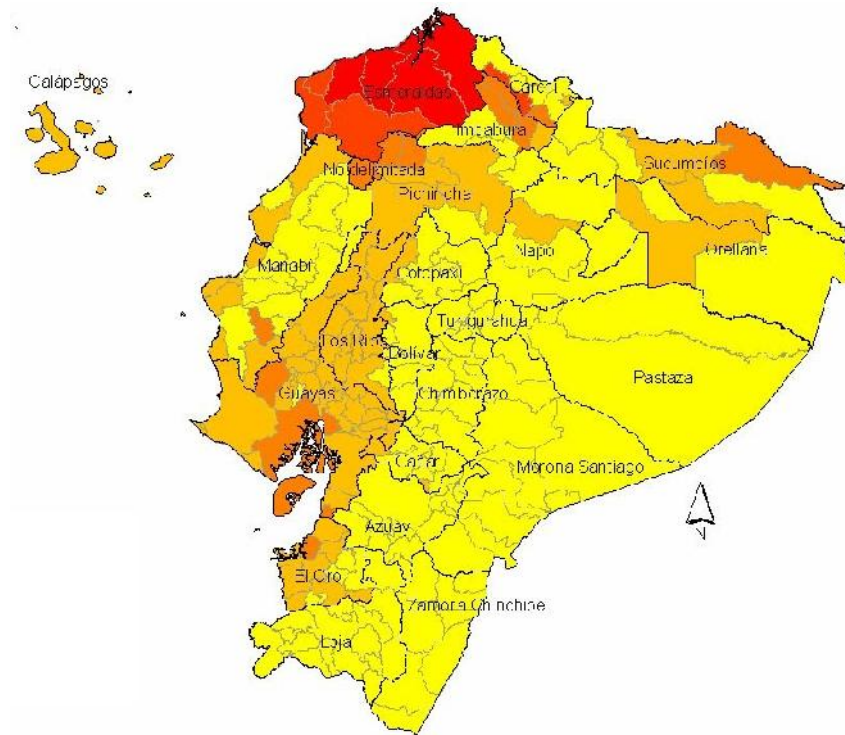


Figura 1. Mapa Político del Ecuador (Provincias).

La provincia de Esmeraldas, está situada en la costa noroccidental de la República del Ecuador. La provincia de Esmeraldas tiene una extensión de 15954 km<sup>2</sup>, la conforman los cantones:

- Eloy Alfaro
- Atacames
- Muisne
- Quinindé
- San Lorenzo
- Rioverde

## LIMITES

- Al norte limita con la Republica de Colombia
- Al sur limita con la provincia de Manabí y Pichincha
- Al Este limita con las Provincias de Carchi, Imbabura y Pichincha
- Al oeste limita con el Océano Pacífico

### 1.2.2 CANTON ATACAMES



Figura 2. División Parroquial del Cantón Atacames.

ALTURA: 27 metros

TEMPERATURA: 21 - 32 °C

PRECIPITACION: 2734 milímetros cúbicos

DIMENSIONES: La playa de Atacames tiene una extensión aproximada de 5 a 6 kilómetros.

ANCHO DE SUS PLAYAS: La Playa de Atacames tiene aproximadamente 500 metros de amplitud.

Está integrado por las parroquias rurales La Unión, Súa, Tonchigüe y Tonsupa.

### **1.2.3. PARROQUIA TONSUPA**

Está ubicada a 26 Km al suroeste de la provincia de Esmeraldas en Ecuador, forma parte del Cantón Atacames, cuenta con una completa infraestructura para complacer a los más exigentes turistas. Su clima privilegiado durante todo el año, fluctúa entre los 28° y 36° grados centígrados.

### **1.2.4 CLIMA**

Su clima varía entre tropical, subtropical húmedo y subtropical muy húmedo, con una temperatura promedio de 25° c. Se asienta sobre tierra bajas, donde las mayores altitudes no sobrepasan los 600 metros sobre el nivel del mar.

Debido a la influencia climática y a la ubicación geográfica, la provincia de Esmeraldas posee una extraordinaria variedad de recursos naturales. La confluencia de varios factores el mar, los ríos las montañas, etc. dan origen a un

sin número de microclimas y ecosistemas, todos y cada uno con sus características particulares en cuanto a biodiversidad se refiere.<sup>5</sup>

Colón Govea presenta los siguientes datos sobre este particular en su tesis de investigación: La REE se encuentra según Holdridge (*Clasificación de las zonas de vida*) en la Zona de Vida Bosque Seco Tropical, al que corresponde un clima tropical de alta humedad, con una temperatura promedio de 24°C, temperatura máxima de 36°C y mínima de 16,5 °C. El período de lluvias transcurre entre los meses de enero a mayo, siendo el mes de enero el de mayor pluviosidad con un promedio de 213,3 mm. El resto del año corresponde a una temporada seca con lluvias leves y esporádicas. La humedad relativa promedio está entre 81 y 86 %, siendo la máxima de 100%. Los vientos predominantes tienen un flujo suroeste, con una velocidad promedio de 2 a 4 m/s, y se manifiestan marcadamente entre los meses de julio a octubre. En el resto del año provienen del sur, suroeste, oeste y noroeste. El porcentaje de calmas equivale al 19% del tiempo (Esmeraldas, 2003).

### **1.2.5 OROGRAFÍA**

El territorio en el que se asienta la provincia de Esmeraldas es generalmente bajo, no existen elevaciones mayores de 400 metros sobre el nivel del mar. Muchas estribaciones llegan hasta el mar como proyecciones de las ramas laterales de la Cordillera Occidental de los Andes, cruzando la Provincia en todas direcciones. De

---

<sup>5</sup> <http://smeraldastierraverde.jimdo.com/esmeraldas-y-su-gente/esmeraldas-provincia/>

norte a sur las mayores estribaciones en los macizos de Colope y de Esmeraldas; se destaca el Tabuche y al sur de Esmeraldas las elevaciones de Punta Gorda y de San Francisco. Destacando los importantes sistemas montañosos de Atacames y Cojines.<sup>6</sup>

### **1.3 SITUACIÓN DEL MEDIO FÍSICO Y BIÓTICO**

#### **1.3.1 Geología y Geomorfología**

“Los suelos de Esmeraldas presentan un relieve ondulado que contiene algunas colinas arcillosas, sobre limonitas que alcanzan hasta 200m de altura” (Govea Colón, Esmeraldas 2003) .

En esta formación se distinguen bancos de arcillas y limos medianamente consolidados y depósitos de tipo aluvial, coluvial y diluvial, determinando una geomorfología con pendientes que van desde pronunciadas abruptas e irregulares hasta planicies con pendientes bajas.

#### **1.3.2 TIPO DE SUELO**

El suelo de Esmeraldas es de origen sedimentario, mesuradamente profundo. La superficie del terreno presenta partes planas y hondonadas, y su suelo es arcilloso de baja permeabilidad. El nivel freático se encuentra a partir de los 4.5 m de profundidad.

---

<sup>6</sup> <http://smeraldastierraverde.jimdo.com/esmeraldas-y-su-gente/esmeraldas-provincia/>

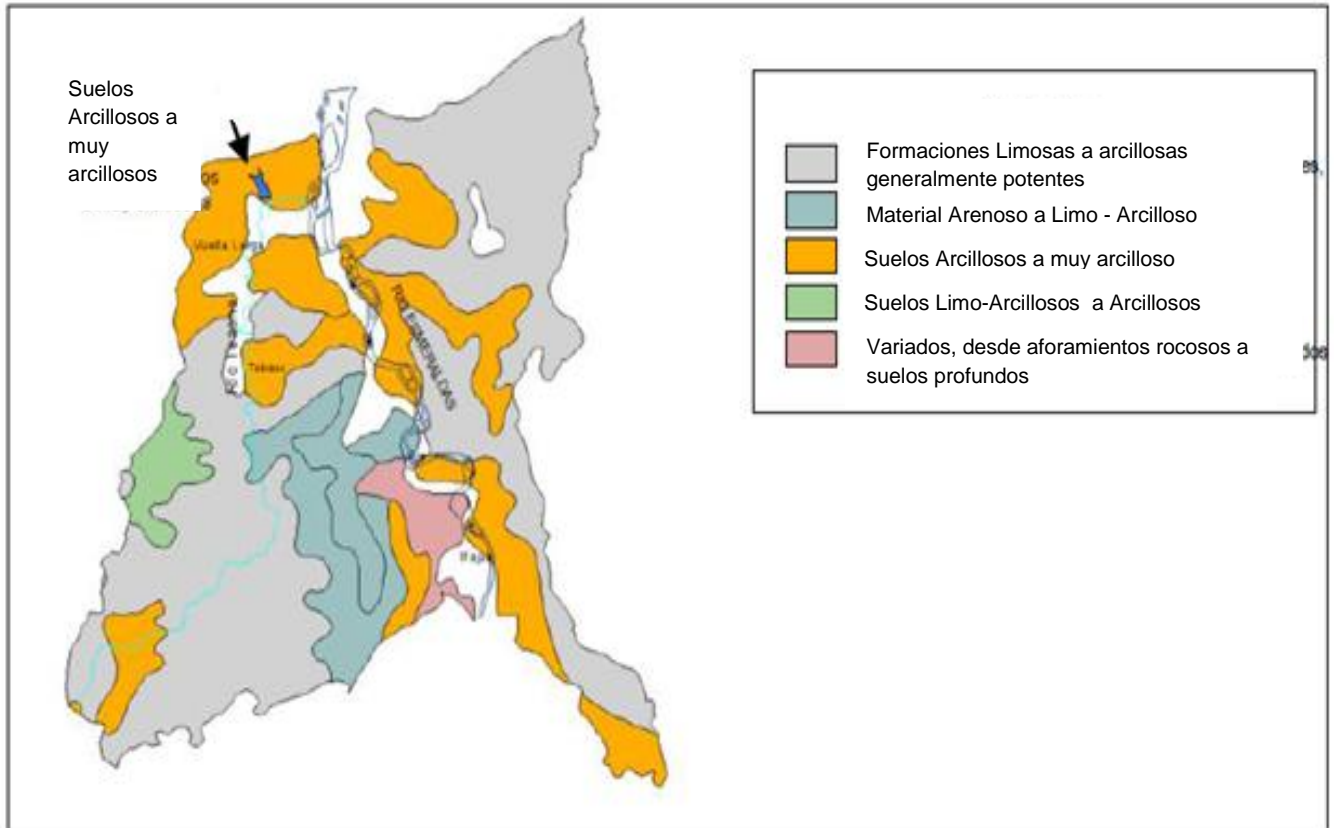


Figura 3. Mapa de Suelos de Esmeraldas

Debido a la poca permeabilidad del terreno se forman escorrentías superficiales que provocan que el suelo se torne inestable razón por la cual se están construyendo taludes naturales.

### 1.3.3. Vegetación

La zona se caracteriza por tener una vegetación de gramíneas, plantas leñosas, pastos, rastreras y arbustos. La presencia de vegetación arbustiva en las colinas poco elevadas que se ubican al sur y oeste forma un soporte a la zona debido a

que contribuyen a la estabilidad del suelo, evitando de gran manera su arrastre y erosión durante los flujos hídricos en épocas de lluvia.<sup>7</sup>

## **1.4 DETERMINACION DEL TIPO DE SUELO DE LA ZONA**

### **1.4.1 INTRODUCCION**

El suelo es una compleja mezcla de material rocoso fresco y erosionado, de minerales disueltos y redepositados, y de restos de cosas en otro tiempo vivas.

Estos componentes son mezclados por la construcción de madrigueras de los animales, la presión de las raíces de las plantas y el movimiento del agua subterránea.

El tipo de suelo, su composición química y la naturaleza de su origen orgánico son importantes para la agricultura y, por lo tanto, para nuestras vidas.

Existen muchos tipos de suelos, dependiendo de la textura que posean. Se define textura como el porcentaje de arena, limo y arcilla que contiene el suelo y ésta determina el tipo de suelo que será.<sup>8</sup>

---

<sup>7</sup> <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/867/1/T-ESPE-025059.pdf>

<sup>8</sup> <http://www.profesorenlinea.cl/Ciencias/Suelos.htm>

### **1.4.2 Principales tipos de suelos**

De acuerdo con el origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos amplios grupos; suelos cuyo origen se debe a la descomposición física o química de las rocas, o sea de los suelos inorgánicos, y los suelos cuyo origen es principalmente orgánico.

Si en los suelos inorgánicos el producto del intemperismo de las rocas permanece en el sitio donde se formó, da origen a un suelo residual; en caso contrario, forma un suelo transportado, cualquiera que haya sido el agente transportador (por gravedad: talud; por agua: aluviales o lacustres; por viento: eólicos; por glaciares: Depósitos glaciares).

En cuanto a los suelos orgánicos, ellos se forman casi siempre in situ. Muchas veces la cantidad de materia orgánica, ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta o en estado de descomposición, es tan alta con relación a la cantidad de suelos inorgánicos que las propiedades que pudiera derivar de la porción mineral quedan eliminadas. Esto es muy común en las zonas pantanosas en las cuales los restos de vegetación acuática llegan a formar verdaderos depósitos de gran espesor, conocidos con el nombre genérico de turbas. Se caracterizan por su color negro o café oscuro por su poco peso cuando están secos y su gran compresibilidad y porosidad. La turba es el primer paso de la conversión de la materia vegetal en carbón.

### **1.4.3 IDENTIFICACION SENCILLA DE SUELOS**

El límite entre ambas fracciones está dado por la posibilidad de la distinción de sus partículas a simple vista.

MATERIALES DE LA FRACCIÓN GRUESA (% pasa tamiz No. 200 < 50%)

**GRAVA**

**ARENA**

MATERIALES DE LA FRACCIÓN FINA (% pasa tamiz No. 200 > 50 %)

**LIMO**

**ARCILLA**

0,075 mm → TAMIZ N° 200.<sup>9</sup>

#### **1.4.4. Textura del suelo.**

La textura del suelo está relacionada con el tamaño de las partículas minerales. Se refiere a la proporción relativa de los tamaños de varios grupos de partículas de un suelo. (Sampat A. Gavande, 1991).

---

<sup>9</sup> [http://www.farq.edu.uy/estructura/catedras/construccion/construccion1/pdf%20c1-2sem2005/suelos%202\\_2005.PDF](http://www.farq.edu.uy/estructura/catedras/construccion/construccion1/pdf%20c1-2sem2005/suelos%202_2005.PDF)

El término textura se usa para representar la composición granulométrica del suelo. Cada término textural corresponde con una determinada composición cuantitativa de arena, limo y arcilla. En los términos de textura se prescinde de los contenidos en gravas; se refieren a la fracción del suelo que se estudia en el laboratorio de análisis de suelos y que se conoce como tierra fina. Por ejemplo, un suelo que contiene un 25% de arena, 25% de limo y 50% de arcilla se dice que tiene una textura arcillosa.

Los gránulos cuyo tamaño excede los 2 mm reciben el nombre de grava y no se considera en los análisis de suelos, los otros se dividen en tres clases, según su diámetro, las partículas entre 2 y 0,02 mm se llaman arena; las de diámetro de 0,02 y 0,002 se llaman limo, y aquellas cuyo diámetro medio es igual o inferior a 0,002 mm forma la arcilla. (Carrasco J.M. 1981).

#### **1.4.5. Propiedades agrológicas.**

Los suelos arenosos son inertes desde el punto de vista químico, carecen de propiedades coloidales y de reservas de nutrientes. En cuanto a las propiedades físicas presentan mala estructuración, buena aireación, muy alta permeabilidad y nula retención de agua.

Por el contrario los suelos arcillosos son muy activos desde el punto de vista químico, absorben iones y moléculas, floculan (la fracción arcilla permanece

inmóvil) y dispersan (migran), muy ricos en nutrientes, retienen mucha agua, pero son impermeables y asfixiantes.

Los suelos limosos tienen nula estructuración, sin propiedades coloidales, son impermeables y con mala aireación. Los suelos francos son los equilibrados con propiedades compensadas.

#### **1.4.6. Porosidad:**

Representa el porcentaje total de huecos que hay entre el material sólido de un suelo. Es un parámetro importante porque de él depende el comportamiento del suelo frente a las fases líquida y gaseosa, y por tanto vital para la actividad biológica que pueda soportar.

Llámesese porosidad el volumen total de los poros en la unidad de volumen de suelo. La porosidad total se compone de la porosidad capilar y la porosidad no capilar. Dentro de los poros capilares por lo general hay aire y se encuentra agua retenida por las fuerzas del menisco (curva de la superficie de un líquido que se produce en respuesta a la superficie de su recipiente).

Desde el punto de vista agronómico es conveniente que los suelos tengan gran volumen de suelos capilares no menor de 20-25% de la porosidad total.

Los suelos con porcentajes mayores del 70%, tienen una capacidad de porosidad excesiva, estos son suelos esponjosos, los suelos de porosidad excelente sus

valores oscilan entre el 55-65% de porosidad son suelos bien cultivados, los suelos con porosidades menores de 50% tienen una porosidad no satisfactoria para la capa arable y valores de 40-25% poseen porosidad demasiado baja.

#### **1.4.7. Permeabilidad de los suelos:**

La permeabilidad es la capacidad del suelo de absorber y filtrar el agua que cae en la superficie. La primera fase de permeabilidad se caracteriza por el proceso de absorción, cuando los poros se van llenando sucesiva mente de agua. La absorción excesiva de humedad prosigue hasta la plena saturación de agua del suelo. La segunda fase de permeabilidad se caracteriza por el movimiento gravitacional del agua dentro de los poros del suelo completamente saturado de líquido.

La permeabilidad del suelo se mide en función del tiempo, lo que está relacionado con la saturación del suelo, el hinchamiento del coloidal y el cambio de su estado estructural. En los suelos plenamente saturados de agua, el valor de la permeabilidad que caracteriza el proceso de infiltración es más o menos constante. La permeabilidad depende de la composición química y mecánica, el estado estructural, porosidad, densidad y humedad del suelo. Los suelos arcillosos y arcillo-arenosos de estructura grumosa granular son resistentes al agua, así los suelos arenosos y areno-arcillosos, se distinguen por su alta permeabilidad. Los suelos de estructura terronosa pulverulenta son de permeabilidad baja. Para la

evaluación agronómica de los suelos es muy importante conocer el valor de la permeabilidad.

#### **1.4.8. Capacidad de saturación de agua:**

Es la cantidad de agua para llenar todos los espacios de poros entre las partículas de suelo, es decir el límite superior del contenido de humedad. Para que los suelos estén saturados es necesario que todo el aire retenido en los espacios de los poros sea reemplazado con agua. Algunas veces a la saturación se le denomina capacidad máxima de retención de agua o poder retentivo para el agua.

La alta cantidad de materia orgánica, ayuda a que los índices de saturación aumentan considerablemente con el contenido de materia orgánica.

Según la apreciación de la capacidad de adsorción de agua en el suelo se puede definir según los siguientes parámetros 40-50% optima, 30-40% buena, 25-30 satisfactoria, <25 no satisfactoria.<sup>10</sup>

---

<sup>10</sup> <http://www.monografias.com/trabajos-pdf4/caracterizacion-fisica-suelos/caracterizacion-fisica-suelos.pdf>

## **1.5 TEORIA DE LAS ARCILLAS**

### **1.5.1 INTRODUCCIÓN**

La Arcilla es un tipo de Roca Natural Sedimentaria. Proviene de la descomposición de las Rocas Feldespato, siendo un silicato aluminico hidratado. Puede ser un elemento suelto o puede estar formando una masa en estado sólido, puede ser coherente o incoherente. Es un material terroso de grano generalmente fino y capaz de convertirse en una masa plástica al mezclarse con cierta cantidad de agua.

Conserva su forma inicial después del secado, adquiriendo a la vez la suficiente dureza para ser manejada. La Arcilla no se transforma en cerámica hasta que toda el agua que contiene de manera natural y química se elimina por el calor; cuando esto sucede al cocerlo en el horno, el producto que resulta posee una dureza y un estado inalterable a veces incluso mayor que el de algunas clases de piedra.

### **1.5.2 CARACTERÍSTICAS DE LA ARCILLA**

- Material de estructura laminar.
- Sumamente hidrocópico.
- Su masa se expande con el agua.
- Con la humedad se reblandece y se vuelve plástica.
- Al secarse su masa se contrae en un 10%
- Generalmente se le encuentra mezclada con materia orgánica.

- Adquiere gran dureza al ser sometida a temperaturas mayores a 600°C.

### **1.5.3 CLASIFICACIÓN**

Cada una de las propiedades de la Arcilla puede dar lugar a una clasificación distinta. Así pues, puede clasificarse según su color, su temperatura de cocción, sus propiedades plásticas, su porosidad después de la cocción, su composición química, etc.<sup>11</sup>

### **1.5.4 ORIGEN DE LA ARCILLA**

La arcilla es un silicato de aluminio hidratado, en forma de roca plástica, impermeable al agua y bajo la acción del calor se deshidrata, endureciéndose mucho. Desde el punto de vista químico está compuesta de silicio (Si), aluminio (Al), oxígeno (O) e hidrógeno (H). Las partículas que conforman la arcilla son de menos de 0,002 mm.

La época moderna ha incorporado a las arcillas en numerosos productos de uso cotidiano a través de las nuevas tecnologías de modo que, aunque no lo percibamos, las arcillas forman parte importante de nuestras vidas. Un ejemplo son los nuevos materiales poliméricos que incluyen en su composición las arcillas

---

<sup>11</sup> <http://www.arquba.com/monografias-de-arquitectura/la-arcilla/>

minerales con el fin de lograr superficies suaves al tacto y propiedades mecánicas mejoradas.

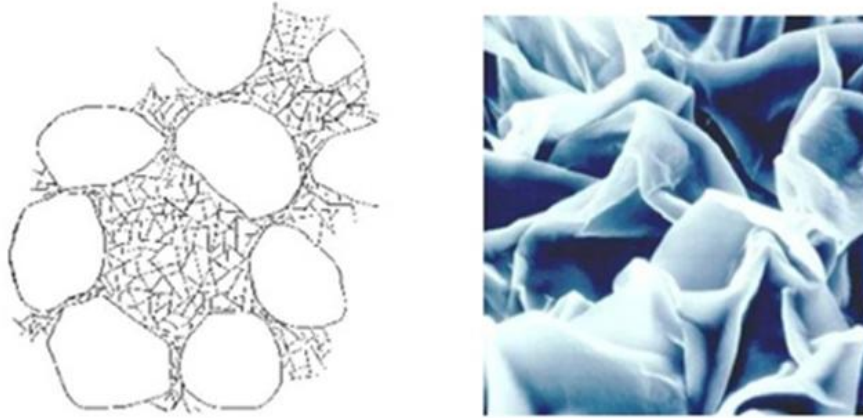


Figura 4. Arcillas: Partículas menores a 2  $\mu$

#### **1.5.5. PROPIEDADES FÍSICO - QUÍMICAS**

Las arcillas tienen capacidad de intercambio catiónico, es decir son capaces de cambiar fácilmente los iones fijados en la superficie exterior de sus cristales, en los espacios interlaminares, o en otros espacios interiores de las estructuras, por otros existentes en las soluciones acuosas envolventes.

La capacidad de absorción es otra de las propiedades de las arcillas ya que pueden absorber agua u otras moléculas en el espacio interlaminar o en los canales estructurales.

Las arcillas son eminentemente plásticas. Esta propiedad se debe a que el agua forma una envuelta sobre las partículas laminares produciendo un efecto

lubricante que facilita el deslizamiento de unas partículas sobre otras cuando se ejerce un esfuerzo sobre ellas. Su elevada plasticidad se debe a su morfología laminar, tamaño de partícula muy pequeño y a su alta capacidad de hinchamiento.

Todas las arcillas son refractarias, es decir resisten los aumentos de temperatura sin sufrir variaciones, aunque cada tipo de arcilla tiene una temperatura de cocción. La porosidad en las arcillas varía según el tipo de arcilla.<sup>12</sup>

Las importantes aplicaciones industriales de las arcillas radican en sus propiedades físico-químicas. Dichas propiedades derivan, principalmente, de:

- Su extremadamente pequeño tamaño de partícula (inferior a 2 mm).
- Su morfología laminar (filosilicatos)
- Las sustituciones isomórficas, que dan lugar a la aparición de carga en las láminas y a la presencia de cationes débilmente ligados en el espacio interlaminar.

Como consecuencia de estos factores presentan un valor elevado del área superficial y, a la vez, la presencia de una gran cantidad de superficie activa, con enlaces no saturados. Por ello pueden interaccionar con muy diversas sustancias, en especial compuestos polares, por lo que tienen comportamiento plástico en mezclas arcilla-agua con elevada proporción sólido/líquido y son capaces en algunos casos de hinchar, con el desarrollo de propiedades reológicas en suspensiones acuosas.

---

<sup>12</sup> <http://www.buenastareas.com/ensayos/Concepto-De-Arcilla-Arena-y-Limo/687527.html>

### **1.5.5.1. Superficie Específica**

La superficie específica o área superficial de una arcilla se define como el área de la superficie externa más el área de la superficie interna (en el caso de que esta exista) de las partículas constituyentes, por unidad de masa, expresada en m<sup>2</sup>/g.

Las arcillas poseen una elevada superficie específica, muy importante para ciertos usos industriales en los que la interacción sólido-fluido depende directamente de esta propiedad.

Los valores de superficie específica de diferentes arcillas son:

Caolinita de elevada cristalinidad: hasta 15 m<sup>2</sup>/g

Caolinita de baja cristalinidad: hasta 50 m<sup>2</sup>/g

Halloisita: hasta 60 m<sup>2</sup>/g

Illita: hasta 50 m<sup>2</sup>/g

Montmorillonita: 80 a 300 m<sup>2</sup>/g

Sepiolita: 100 a 240 m<sup>2</sup>/g

Paligorskita: 100 a 200 m<sup>2</sup>/g

### **1.5.5.2. Capacidad de Absorción de las Arcillas**

El agua es una sustancia que puede alojarse fácilmente en los diferentes huecos de la estructura, así como en el espacio interlaminar. Cuantos más huecos tenga la estructura de arcilla, mayor será su capacidad de absorción.

La capacidad de absorción está directamente relacionada con las características texturales (superficie específica y porosidad) y existen dos tipos de procesos que difícilmente se dan de forma aislada: absorción y adsorción

- absorción: cuando se trata fundamentalmente de procesos físicos como la retención por capilaridad y
- adsorción: cuando existe una interacción de tipo químico entre el adsorbente, en este caso la arcilla, y el líquido o gas adsorbido, denominado adsorbato.

La capacidad de adsorción se expresa en porcentaje de adsorbato con respecto a la masa y depende, para una misma arcilla, de la sustancia de que se trate. La absorción de agua de arcillas absorbentes es mayor del 100% con respecto al peso.

Dentro de este espacio y juntamente con el agua de contacto, van los iones de Intercambio presentes en el agua libre que está en contacto con el suelo.

Dependiendo del ión que prevalezca en la solución, se puede predecir el comportamiento de la arcilla ya que la fuerza de fijación de los iones dependerá de la valencia del mismo

Iones de intercambio:  $\text{Na}^+$   $\text{Ca}^{++}$   $\text{Mg}^{++}$   $\text{Al}^{+++}$   $\text{Fe}^{+++}$

Las moléculas de agua forman un dipolo debido a la ubicación de sus átomos de H, por lo tanto las mismas se orientan y se pegan sobre la cara de las partículas de arcilla.

Esta capa de moléculas de agua orientadas sobre la lámina de arcilla tiene una viscosidad mayor a la del agua libre o de humedad, tiene un espesor del orden de los 10 Å y no se elimina fácilmente.

$$1 \text{ \AA} = 0,1 \mu\text{m} = 10^{-7} \text{mm}$$

La evaluación de la cantidad de cargas eléctricas de un suelo, expresado en función de su masa (peso) constituyen lo que se llama la CAPACIDAD DE CAMBIO y se mide en miliequivalente x 100grs.

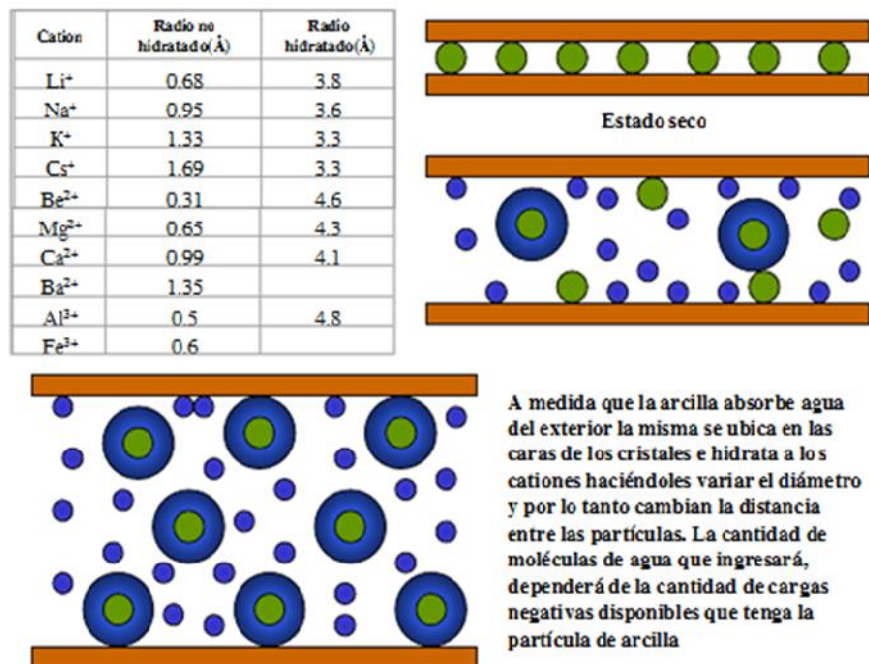
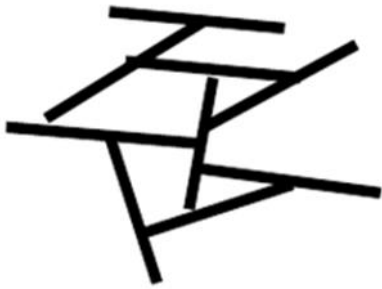


Figura 5. Capacidad de Absorción de las Arcillas

### 1.5.5.3. Estructura Laminar de Las Arcillas



Orientación paralelas de las láminas de arcillas, provocan una gran expansión al tomar contacto con el agua libre del terreno, tienen una menor relación de vacíos y es más compacta.



Estructura panaloide, más abierta que la primera, con más relación de vacíos y que experimenta menos expansión de absorber agua libre. <sup>13</sup>

---

<sup>13</sup> <http://es.scribd.com/doc/53449679/4/Capacidad-de-adsorcion-de-las-arcillas>

#### 1.5.5.4. Hidratación e Hinchamiento

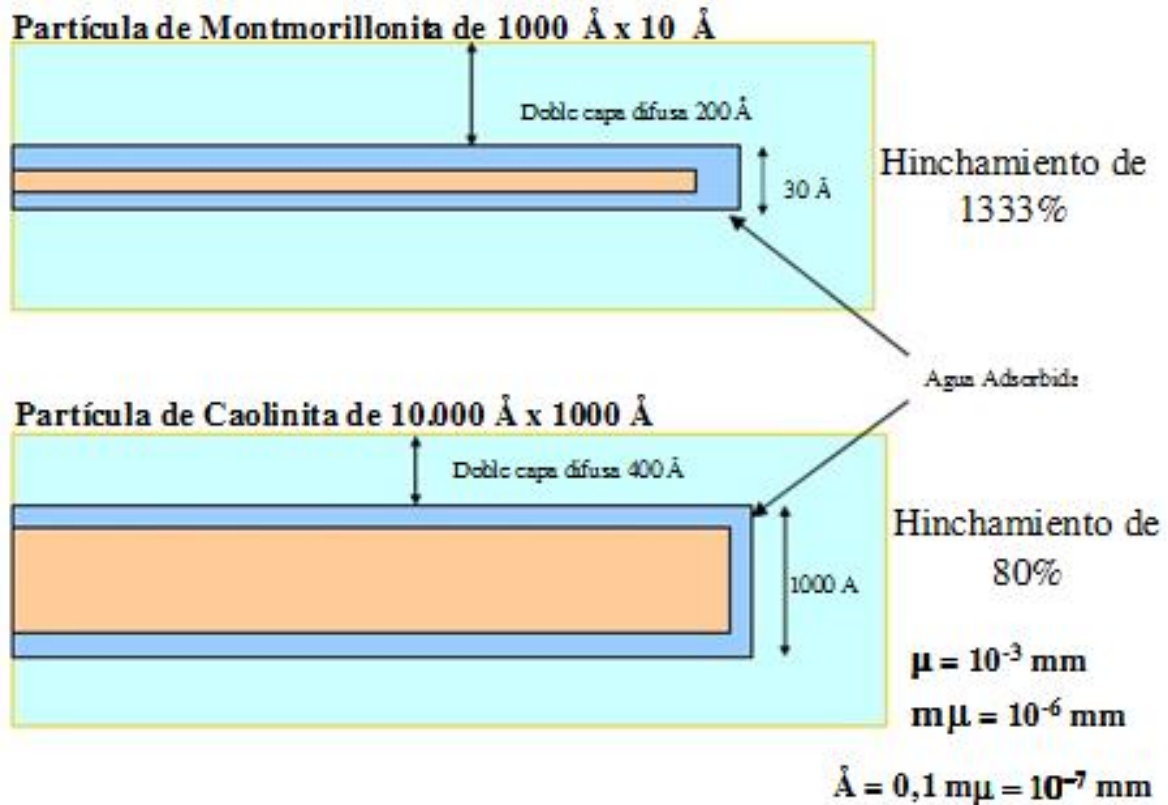


Figura 6. Hinchamiento en Arcillas

Cuando la absorción de agua tiene lugar en el espacio interlaminar, la cantidad de agua que puede entrar en este espacio depende de la fuerza de atracción entre las láminas. En las arcillas con uniones más débiles, el agua que entra en el espacio interlaminar es capaz de separar las láminas, provocando el hinchamiento de la estructura.

A medida que progresa el hinchamiento, alternándose las láminas de arcilla y las capas de agua, puede llegar a producirse la separación completa de las láminas, disgregándose la arcilla en láminas individuales, formándose un coloide.

En ingeniería, los suelos que contienen arcillas con gran capacidad de hinchamiento se conocen como suelos expansivos, y representan un riesgo para las construcciones civiles, ya que son suelos inestables que, al cambiar de volumen, desestabilizan los cimientos y provocan el hundimiento de las estructuras.<sup>14</sup>

#### **1.5.5.5. Plasticidad**

Una de las propiedades fundamentales de las arcillas es su plasticidad. Esto es debido a que, como las uniones entre las láminas son muy débiles, la entrada de agua entre dichas láminas facilita el deslizamiento de unas láminas sobre otras. También ayuda el hecho de estar formadas por partículas muy pequeñas.

La elevada plasticidad de las arcillas es consecuencia de su morfología laminar, tamaño de la partícula extremadamente pequeño y alta capacidad de hinchamiento.

---

14

[http://www.profes.net/rep\\_documentos/Propuestas\\_2%C2%BA\\_ciclo\\_ESO/micas\\_y\\_arcillas.PDF](http://www.profes.net/rep_documentos/Propuestas_2%C2%BA_ciclo_ESO/micas_y_arcillas.PDF)

Generalmente, esta plasticidad puede ser cuantificada mediante la determinación de los índices de Atterberg (Límite Líquido, Límite Plástico y Límite de Retracción). Estos límites marcan una separación arbitraria entre los cuatro estados o modos de comportamiento de un suelo sólido, semisólido, plástico y semilíquido o viscoso.

La relación existente entre el límite líquido y el índice de plasticidad ofrece una gran información sobre la composición granulométrica, comportamiento, naturaleza y calidad de la arcilla. Existe una gran variación entre los límites de Atterberg de diferentes minerales de la arcilla, e incluso para un mismo mineral arcilloso, en función del catión de cambio.

En gran parte, esta variación se debe a la diferencia en el tamaño de partícula y al grado de perfección del cristal. En general, cuanto más pequeñas son las partículas y más imperfecta su estructura, más plástico es el material.<sup>15</sup>

#### **1.5.5.6. Polaridad de las Arcillas**

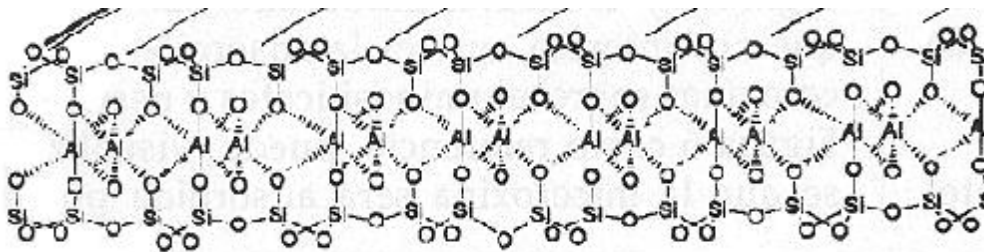
La estructura de estos minerales es, generalmente, cristalina y complicada y sus átomos están dispuestos en forma laminar. De hecho se puede decir que hay dos tipos clásicos de tales láminas: uno de ellos del tipo silíceo y el otro del tipo aluminico.

---

<sup>15</sup> [http://www.profes.net/rep\\_documentos/Propuestas\\_2%C2%BA\\_ciclo\\_ESO/micas\\_y\\_arcillas.PDF](http://www.profes.net/rep_documentos/Propuestas_2%C2%BA_ciclo_ESO/micas_y_arcillas.PDF)

El tipo sílice se encuentra formada por un átomo de sílice rodeado de cuatro átomos de oxígeno. La unión entre partículas se lleva a cabo mediante un mismo átomo de oxígeno. Algunas entidades consideran como arcillas a las partículas menores a 0.002 mm.

El tipo alumínico está formada por un átomo de aluminio rodeado de seis átomos de oxígeno y de oxígeno e hidrógeno.



**(-) (-) (-) (-) (-) (-) (-) (-) (-) (-) (-) POLAR**

**(+) (-) (+) (-) (+) (-) (+) (-) (+) (-) (+) (-) DIPOLAR**

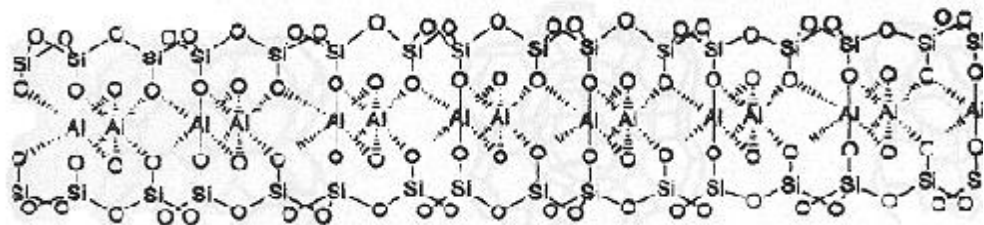


Figura 7. Polaridad de las Arcillas.

## 1.6 LIMOS

### 1.6.1. Definición, Propiedades y Clasificación.

Es una mezcla de tierra rica en nutrientes, y agua, que se produce en el suelo a causa de las lluvias, inundaciones, etc.

En rocas detríticas, conjunto de partículas cuyo tamaño está entre dos y veinte micrómetros, que son transportadas y sedimentadas.

El limo posee una granulometría comprendida entre la arena fina y la arcilla. Su formación es de sedimentos transportados en suspensión por las corrientes de agua tales como ríos y arroyos, y por efecto del viento.

El limo se deposita en el lecho de los ríos o sobre terrenos inundados.

El diámetro de las partículas de limo varía de 0,002 mm a 0,06 mm.

Los limos, de no encontrarse en estado denso, a menudo son considerados como suelos pobres para cimentar. Como no es un material cohesivo, presenta problemas para construir sobre el mismo, por ello, las obras a realizar en dichos terrenos requieren de sistemas especiales de cimentación.<sup>16</sup>

Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro.

Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, el limo se clasifica en:

---

<sup>16</sup> <http://tiposuelos.blogspot.com/>

**LIMO INORGANICO:** loess pampeano, es limo fino sin estratificación.

Producido en canteras, es un lodo que posee en su composición polvo de rocas.

Terrenos inorgánicos tienen gran cantidad de materia orgánica, son terrenos deficientes: no aptos para la cimentación. Entre ellos están: Fangos inorgánicos, limos inorgánicos y arcillas con mucho agua. No resisten su propio peso.

**LIMO ORGANICO:** Lodo, barro con restos vegetales.

Como el que suele encontrarse en los ríos, siendo en este caso de características plásticas. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta.

Limos orgánicos < 0,074 →. A causa de su textura áspera pero no granular, se confunden con arcillas y arenas finas. En estado seco son muy frágiles.<sup>17</sup>

---

<sup>17</sup> <http://www.construmatica.com/construpedia/Limo>

## 1.7. DIFERENCIAS ENTRE LIMOS Y ARCILLAS

### **Suelos Arcillosos:**

- Formados por Arcilla.
- Partículas Diminutas menos de 0.002 milímetros de Diámetro.
- Impermeables (pasa poca Agua).
- Suelos Pesados.
- Cuando esta Húmedo es Pegajoso.
- Cuando tomamos un pedazo de suelo Húmedo podemos hacer una Bola.
- Un suelo arcilloso es un terreno pesado que no filtra casi el agua.
- Es pegajoso, plástico en estado húmedo y posee muchos nutrientes y materia orgánica.

### **Suelos Limosos o Francos:**

- Contienen Limo.
- Partículas un poco más grande que los Arcillosos.
- Se originan por la sedimentación de materiales muy finos arrastrados por las aguas.
- Se encuentran básicamente en los lechos de los ríos.
- Suelos Fértiles.
- Cuando tomamos un pedazo de suelo húmedo también se puede hacer una bola pero esta se va desintegrar con facilidad.

-Un suelo limoso es estéril, pedregoso y filtra el agua con rapidez.

- La materia orgánica que contiene se descompone muy rápido.<sup>18</sup>

<b>Limos (entre 0,002 y 0,06 mm.)</b>	<b>Arcillas (&lt;0,002 mm.)</b>
No suelen tener propiedades coloidales	Suelen tener propiedades coloidales
A partir de 0,002 mm. y a medida que aumenta el tamaño de las partículas, se va haciendo cada vez mayor la proporción de minerales no arcillosos	Consisten en su mayor parte en minerales arcillosos
Partículas forma redondeada	Partículas forma laminar
Tacto áspero	Tacto suave
Mayor permeabilidad	Menor permeabilidad
Predominan las características de masa	Predominan las características de superficie
Se secan con relativa rapidez y no se pegan a los dedos	Se secan lentamente y se pegan a los dedos
Los terrones secos tienen una cohesión apreciable, pero se pueden reducir a polvo con los dedos	Los terrones secos se pueden partir, pero no reducir a polvo con los dedos
Pueden ser colapsables	No son colapsables
No son expansivas	Pueden ser expansivas

Tabla 1. Diferencias entre limos y arcillas<sup>19</sup>

<sup>18</sup> <http://www.profesorenlinea.cl/Ciencias/Suelos.htm>

<sup>19</sup> <http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Diferencias%20entre%20limos%20y%20arcillas>

## **CAPITULO 2: ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION**

### **2.1 INTRODUCCION**

Toda estructura de edificación siempre sufrirá asentamientos por efecto de las cargas actuantes (peso propio, carga viva y carga de sismo) y es función del sistema de cimentación de la estructura controlar que estos asientos se mantengan dentro del rango tolerable, o en su defecto si son excedidos a través de una cimentación rígida se deberá transmitir adecuadamente los esfuerzos al suelo de soporte, controlando de esta manera los asentamientos diferenciales que son los que provocan agrietamientos en los miembros estructurales y no estructurales de una edificación.

Toda estructura a lo largo de su periodo de vida experimentará asentamientos, en muchos casos no perceptibles a simple vista, pero de hecho si hay un desplazamiento vertical, cuya magnitud depende del tipo de suelo y del tipo de cimentación empleado.

Cuando el terreno sobre el cual se desplanta una estructura está formado por una capa de arcilla, por lo general se deben tomar todas las precauciones necesarias a fin de evitar que la estructura sufra asentamientos excesivos. Debido a que la consolidación gradual de la arcilla es causa de asentamientos, en muchas ocasiones no previstas, la compresibilidad de los estratos de arcilla ha recibido gran atención durante los últimos años. Es por ello q se ha elaborado métodos y teorías que permiten estimar la magnitud y distribución de los asentamientos, de

tal manera que si se considera que estos resultan excesivos, se puede modificar el proyecto de la cimentación.<sup>23</sup>

Dentro de la Mecánica de Suelos se han establecido diferentes teorías del comportamiento de un suelo, las cuales han evolucionado de acuerdo a la aplicación de condiciones o hipótesis más cercanas a la realidad, sin embargo los principios no dejan de ser los mismos. Para el caso del estudio de la compresibilidad de suelos finos, los métodos para su estimación se basan en el entendimiento del proceso de consolidación.<sup>24</sup>

## 2.2 DEFORMACIONES EN EL SUELO

Un suelo puede presentar deformaciones permanentes o no, a causa de las cargas que soporta. Las deformaciones pueden ser:

( $\sigma$  = esfuerzo;  $\epsilon$  = deformación)

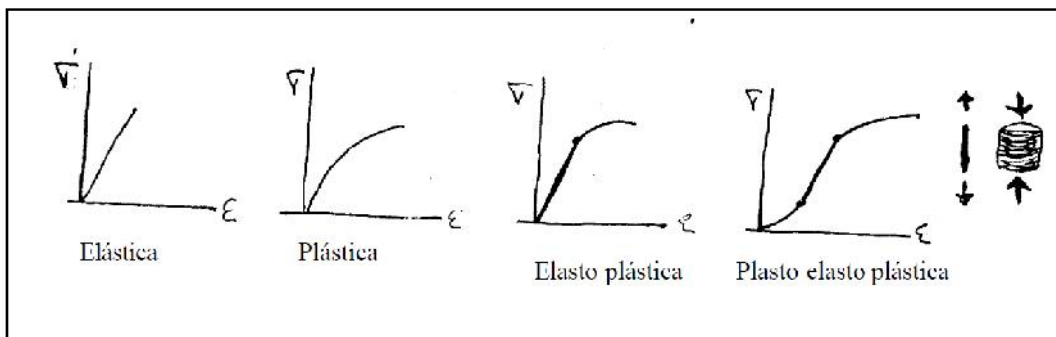


Figura 8. Deformaciones del Suelo

<sup>23</sup> <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/10762/Capitulo3.pdf>

<sup>24</sup>

[http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/4619/1/323\\_ESTUDIO%20DE%20LAS%20PROPIEDADES%20DE%20COMPRESIBILIDAD%20DE%20LAS%20ARCILLAS%20DE%20COATZACOALCOS%20VER.pdf](http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/4619/1/323_ESTUDIO%20DE%20LAS%20PROPIEDADES%20DE%20COMPRESIBILIDAD%20DE%20LAS%20ARCILLAS%20DE%20COATZACOALCOS%20VER.pdf)

**2.2.1 Deformación elástica:** El suelo puede recobrar forma y dimensiones originales, cuando cesa la fuerza de deformación.

**2.2.2 Deformación plástica:** Se da corrimiento de la masa del suelo pero la relación de vacíos permanece más o menos constante. Al retirar las cargas el suelo queda deformado, pero su volumen casi se mantiene.

**2.2.3 Deformación compresiva:** En este caso, existe Reducción de volumen en el suelo sometido a carga, y la deformación se conserva después de esa acción. Esta deformación puede ser por CONSOLIDACIÓN o por COMPACTACIÓN.

**a) Consolidación:** Es la reducción gradual de volumen del suelo por compresión debido a cargas estáticas. También puede darse por pérdida de aire o agua, o por un reajuste de la fábrica textural.

**b) Compactación:** Es la densificación del suelo, lograda por medios dinámicos, con el propósito de mejorar sus propiedades ingenieriles.<sup>25</sup>

### 2.3. CONSOLIDACIÓN

El proceso de consolidación es un proceso de disminución de volumen en función del tiempo, que tiene en un lapso provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo. En el caso de suelos arcillosos da como resultado la transformación

---

<sup>25</sup> <http://www.galeon.com/geomecanica/cap9.pdf>

progresiva de un sedimento en estado suave o blando a un estrato de arcilla dura y finalmente a una roca sedimentaria. Dichos procesos implican la disminución de la relación de vacíos e involucran la actividad físico-química de las partículas sólidas, disminución del contenido de agua, la disipación de la presión de poros en exceso de la hidrostática del agua bajo el incremento del esfuerzo causado por la sobrecarga y cementación. Se rige por el cambio de presión de poros a presiones efectivas, resultado de una reducción de volumen por la pérdida de agua.

La consolidación es una deformación elastoplástica que resulta de una permanente reducción de la relación de vacíos debido a un incremento de esfuerzos. La diferencia esencial entre compresión ordinaria y consolidación, es que ésta es una compresión en función del tiempo.

Al aplicar cierta carga a un suelo arenoso limpio saturado, su consolidación será casi instantánea, debido a que el agua con exceso de presión hidrostática no tiene problemas para escapar por las oquedades; sin embargo, si el suelo es una arcilla de baja permeabilidad, su consolidación será muy lenta, debido a que el exceso de agua en los vacíos tomará tiempo para ser expulsada fuera de la capa arcillosa.<sup>26</sup>

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas de suelo puede

---

26

[http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/4619/1/323\\_ESTUDIO%20DE%20LAS%20PROPIEDADES%20DE%20COMPRESIBILIDAD%20DE%20LAS%20ARCILLAS%20DE%20COATZACOALCOS%20VER.pdf](http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/4619/1/323_ESTUDIO%20DE%20LAS%20PROPIEDADES%20DE%20COMPRESIBILIDAD%20DE%20LAS%20ARCILLAS%20DE%20COATZACOALCOS%20VER.pdf)

ocurrir solo en dirección vertical. Al observar los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo el de un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. En este caso citado, la consolidación sería de este tipo, considerado que los estratos depositados tienen gran extensión horizontal, en comparación con su espesor. En la consolidación unidimensional el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos. En este caso, las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible.<sup>27</sup>

### 2.3.1 Principio de esfuerzo efectivo

Perpendicular a un plano cualquiera (oblicuo o no), que pase por el elemento A del terreno, existe un esfuerzo total  $\sigma$  y una presión intersticial o de poros,  $U$ , a una profundidad  $Z$ . Ahora, el esfuerzo efectivo  $\sigma'$  se define como el valor de la diferencia entre el esfuerzo total  $\sigma$  y la presión de poros (p.p.)  $U$ .

$$\sigma' = \sigma - U$$

---

<sup>27</sup> <http://www.arqhys.com/construccion/suelos-consolidacion.html>

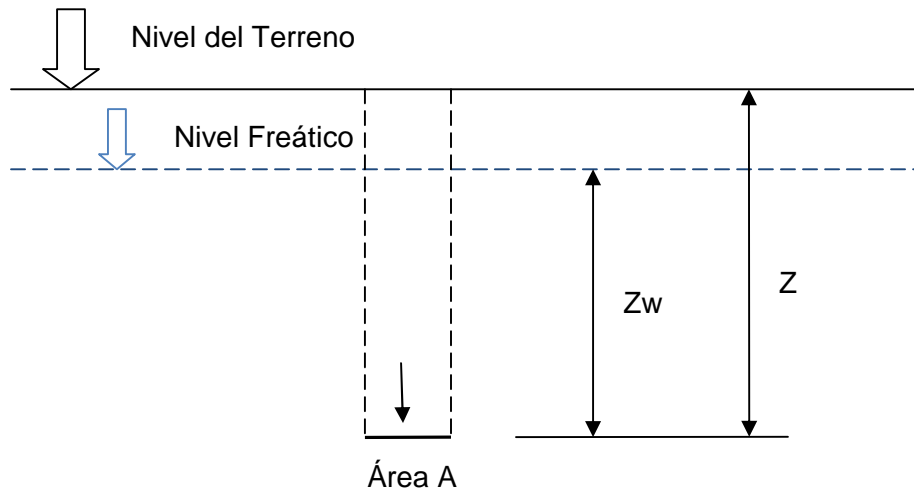


Figura 9. Esfuerzos en un punto

En la masa de suelo existen esfuerzos dentro del esqueleto mineral  $\sigma$ , que actúan interpartícula, y existen esfuerzos  $U$  dentro del fluido intersticial que ocupa los poros. La suma de ambos es igual al esfuerzo total  $\sigma_t$ .

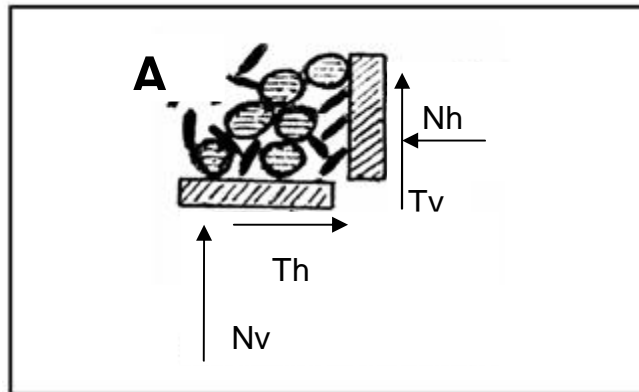


Figura 10. Fuerzas actuantes en la masa de suelo.

$$\sigma_v = \frac{N_v}{a^2} ; \quad \sigma_h = \frac{N_h}{a^2} ; \quad \tau_v = \frac{T_v}{a^2} ; \quad \tau_h = \frac{T_h}{a^2}$$

En las caras del elemento A, de área  $a_2$ , las partículas de suelo ejercen fuerzas en dirección normal y tangencial, N y T, como se muestra en la figura. Los esfuerzos serán, en ambas caras<sup>28</sup>:

En campo, cuando el esfuerzo sobre una capa de arcilla saturada se incrementa por ejemplo, por la construcción de una cimentación, la presión de poros del agua (presión intersticial) se incrementará. Debido a que la permeabilidad hidráulica de las arcillas es muy pequeña, se requerirá algún tiempo para que el exceso de presión de poros del agua se disipe y el incremento del esfuerzo se transfiera gradualmente a la estructura del suelo.

Este incremento gradual ocasionará asentamientos durante cierto tiempo y se conoce como **consolidación**.<sup>29</sup>

El fenómeno de consolidación es explicado por la teoría de Terzaghi, la cual se basa en las siguientes hipótesis:

- El suelo antes y durante el proceso permanece saturado. Los asentamientos por compresión en suelos no saturados, son instantáneos, esto es, independientes del tiempo.
- El agua y los granos del suelo son incompresibles.
- La variación de la compresibilidad se considera como una relación lineal entre la presión aplicada y el cambio de volumen.
- El coeficiente de permeabilidad  $k$  es constante. Esto es esencialmente cierto in situ, pero en el laboratorio puede haber grandes errores asociados

---

<sup>28</sup> <http://www.galeon.com/geomecanica/cap9.pdf>

<sup>29</sup> <http://es.scribd.com/doc/50821332/22/Calculo-de-asentamientos-por-consolidacion>

con esta suposición, los cuales tienden a producir error en el cálculo del tiempo para que ocurra el asentamiento.

- La ley de Darcy es válida.
- La temperatura permanece constante durante el proceso. Un cambio en la temperatura entre 10 y 20 ° C (temperaturas típicas del campo y del laboratorio respectivamente) producen un cambio en la viscosidad del agua alrededor del 30 %. Es importante que el ensayo de laboratorio sea ejecutado a una temperatura conocida o preferiblemente a la temperatura in situ.
- La consolidación es unidimensional (vertical), esto es, que no hay flujo lateral del agua o movimiento lateral del suelo. Esto es totalmente verdadero en los ensayos de laboratorio y parcialmente verdadero in situ.
- Las muestras que se prueban en el laboratorio son inalteradas. Este es un problema serio en el que no importa cuán cuidadosamente haya sido tomada la muestra, siempre se descarga presión in situ. Además, la presión hidrostática de poros, debida al nivel de agua freática generalmente se pierde.

En los suelos sensitivos pueden resultar serios errores; en otros suelos, los efectos pueden ser mucho menores. La interpretación cuidadosa de la información puede reducir el efecto de los errores debidos al efecto del muestreo.

Después de cierto tiempo de estar actuando las cargas de deposición en un suelo, se alcanza un estado de equilibrio dentro de su estructura y la compresión se termina.

### **Suelo Totalmente Consolidado**

Se considera suelo totalmente consolidado cuando su volumen permanece constante bajo la acción de un estado de esfuerzos constante.

### **Suelo Normalmente Consolidado**

Se considera suelo normalmente consolidado al suelo en el cual las condiciones actuales se encuentran por abajo de una presión de consolidación final o extrema.

### **Suelo Preconsolidado**

Se considera suelo preconsolidado si un suelo cuya sobrecarga actual a la cual está sometido es inferior a la presión extrema de consolidación que soportó en algún tiempo anterior.<sup>30</sup>

## **2.3.2. Clases de Consolidación**

Cuando se aplica una carga a un suelo de grano fino saturado parcial o totalmente el tiempo para lograr la deformación plástica y la reducción en la relación de

---

<sup>30</sup>

[http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/4619/1/323\\_ESTUDIO%20DE%20LAS%20PROPIEDADES%20DE%20COMPRESIBILIDAD%20DE%20LAS%20ARCILLAS%20DE%20COATZACOALCOS%20VER.pdf](http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/4619/1/323_ESTUDIO%20DE%20LAS%20PROPIEDADES%20DE%20COMPRESIBILIDAD%20DE%20LAS%20ARCILLAS%20DE%20COATZACOALCOS%20VER.pdf)

vacíos es mucho mayor, y para este proceso dependerá de varios factores entre los cuales los principales son:

1. Grado de saturación
2. El coeficiente de permeabilidad del suelo
3. Las propiedades del flujo de los poros
4. La longitud de la trayectoria que debe recorrer el fluido expulsado de la muestra para encontrar equilibrio.

Se define como consolidación la deformación plástica debida a reducción en la relación de vacíos (generalmente llamada asentamiento) la cual es función del tiempo y del exceso de presión de poros.

**Consolidación inicial** Se debe a la plasticidad del suelo ya que no pierde agua, es la reducción casi instantánea en el volumen de la masa de un suelo bajo una carga aplicada, que precede a la consolidación primaria, debida principalmente a la expulsión y compresión del aire contenido en los vacíos del suelo; puede darse en suelos secos, húmedos, saturados.

**Consolidación primaria** Se da principalmente en suelos saturados, es la reducción en el volumen de la masa de un suelo originada por la aplicación de una carga permanente y la expulsión del agua de los vacíos, acompañada por una transferencia de carga del agua a las partículas sólidas del suelo.

**Consolidación secundaria** Se da en suelos saturados e inmediatamente después de la consolidación primaria, es la reducción en el volumen de la masa del suelo, causada por la aplicación de una carga permanente y el acomodo de la estructura interna de su masa, luego de que la mayor parte de la carga ha sido transferida a las partículas sólidas del suelo.<sup>31</sup>

### 2.3.3 Analogía Mecánica de Terzaghi

Con la finalidad de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de los suelos finos, Terzaghi propuso un modelo mecánico de la distribución de cargas.

La siguiente figura muestra un cilindro de suelo saturado en el que un pistón poroso permite aplicar cargas al suelo y al mismo tiempo deja que el fluido se escape de los poros del mismo.

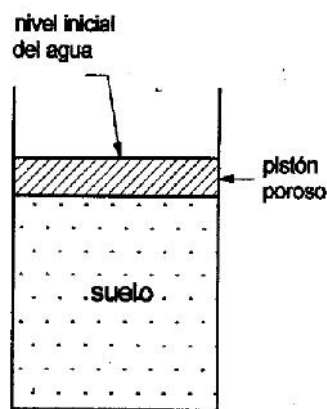


Figura 11. Ejemplo físico

<sup>31</sup> <http://www.ingenieracivil.com/2008/07/ensayo-de-consolidacion-fundamento.html>

Una analogía hidromecánica en la que las propiedades del suelo se han idealizado y que se representan de la siguiente forma:

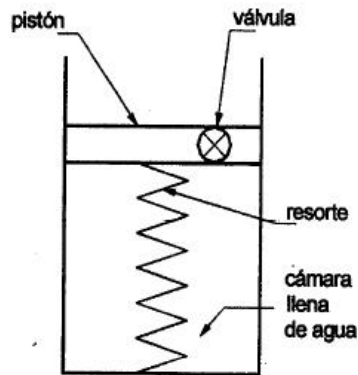


Figura 12. Analogía hidromecánica del estado inicial.

La resistencia del esqueleto mineral a la compresión está representada por un resorte; la resistencia al flujo del agua a través del suelo se representa con una válvula en un pistón impermeable.

Suponiendo ahora que se aplica una carga  $P$  al pistón considerado en la analogía hidromecánica y que la válvula se encuentra cerrada. Entonces la carga del pistón se distribuye entre el agua y el resorte en relación a la rigidez de cada uno. En la analogía hidromecánica, el pistón se moverá muy poco al aplicar la carga, debido a que el agua es relativamente incompresible. Como el resorte se acorta muy ligeramente, toda la carga aplicada la resiste un incremento de la presión del agua en la cámara.

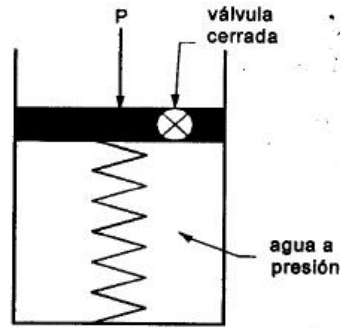


Figura 13. Carga aplicada con la válvula cerrada.

Si a continuación se abre la válvula del pistón, la presión del agua dentro de la cámara obligará a que el agua escape a través de la válvula. Al escapar el agua de la cámara, el resorte se acorta y comienza a soportar una parte cada vez más importante de la carga aplicada, produciéndose una disminución correspondiente en la presión del fluido que llena la cámara.

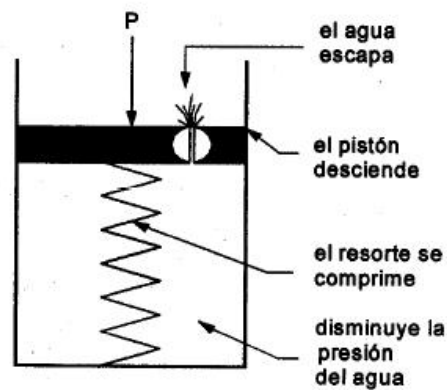


Figura 14. Pistón desciende al ir escapando el agua.

Por último, se alcanza un estado en el cual el resorte soporta toda la carga aplicada y la presión del agua vuelve a su valor hidrostático inicial, mientras que el agua deja de fluir por la válvula.<sup>32</sup>

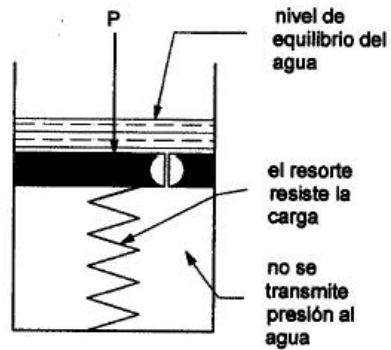
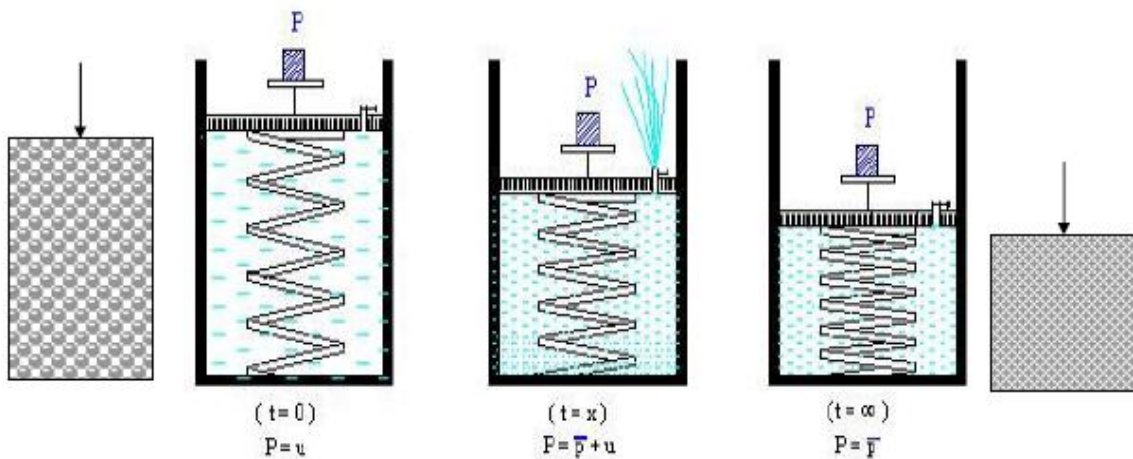


Figura 15. Equilibrio sin más escape de agua.



La transferencia de presión neutra “U” a tensión efectiva “P” se mide con el porcentaje de consolidación U%.

$$U\% = \frac{P_{efectiva}}{P_{total}} \times 100$$

<sup>32</sup> <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/10762/Capitulo3.pdf>

## 2.4 ESTUDIO DE LA CONSOLIDACIÓN DEL SUELO EN EL LABORATORIO.

Los ensayos de laboratorio realizados para analizar este proceso son los ensayos edométricos.

### Consolidómetro

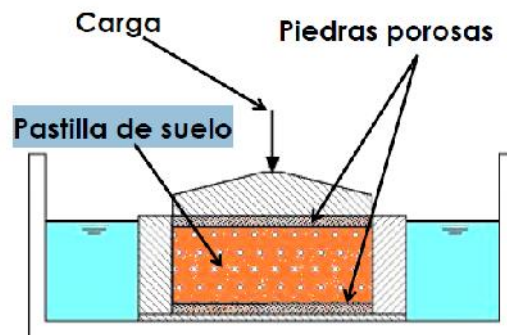


Figura 16. Consolidómetro

Un consolidómetro consiste en un anillo rígido de acero en cuyo interior se coloca una pastilla de suelo. En la parte inferior y superior de la pastilla se colocan unas piedras porosas que permiten el drenaje del agua contenida en el suelo. El conjunto se introduce en una célula, que se llena de agua para mantener en todo instante las condiciones de saturación completa.<sup>33</sup>

---

33

[http://delegacion.camino.upm.es/apuntes/ICCP/4\\_cuarto/Geotecnia/EL%20EDOMETRO\\_sin%20soluciones.pdf](http://delegacion.camino.upm.es/apuntes/ICCP/4_cuarto/Geotecnia/EL%20EDOMETRO_sin%20soluciones.pdf)

### 2.4.1 PROCEDIMIENTO

1- Se coloca en el interior de la base del molde del consolidómetro la piedra porosa inferior y sobre esta un papel de filtro.

2- Luego se introduce el anillo que contiene la muestra de suelo a ensayar, colocándose sobre la muestra papel de filtro y la piedra porosa superior.

3- Posteriormente se fija con los tornillos correspondientes el anillo de sujeción de la piedra porosa superior, el que permite mantener agua sobre la muestra, para evitar pérdida de humedad por evaporación. Para prevenir que las piedras porosas tomen humedad de la muestra, deben estar libres de aire entrampado antes de montar la unidad.

4- Después de armado, el consolidómetro se asienta sobre la plataforma del mecanismo de transmisión de cargas, ubicando el cabezal de carga sobre la piedra porosa superior, y se llenan de agua los tubos laterales que comunican con la piedra porosa inferior, comenzando la saturación de la muestra.

5- Cuando está preparado para iniciar el ensayo, el extensiómetro para medir las deformaciones verticales debe ser puesto en cero, y la palanca de aplicación de carga debe estar en posición horizontal.

6- Se aplica una carga en el sistema de tal manera de obtener una presión de 0,10 o 0,25 Kg/cm<sup>2</sup> en la muestra de suelo y se comienza a tomar lecturas de tiempo y deformaciones verticales, para conocer la deformación correspondiente a distintos tiempos.

Es útil utilizar la siguiente secuencia: 8 seg, 15 seg, 30 seg, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 hs, 2 hs, 4 hs, 8hs, 16 hs, 24 hs, etc.

Las mediciones se realizan hasta que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero, o sea cuando se haya sobrepasado la consolidación primaria y se encuentra la consolidación secundaria, lo que podrá determinarse en los gráficos de consolidación, realizados durante la ejecución del mismo. Para la mayoría de las arcillas el periodo necesario de aplicación de la carga para obtener el cien por ciento de consolidación es de 24 hs.

7- Luego de obtenida la lectura final de un escalón, se prosigue el ensayo aplicando cargas en una progresión geométrica con una relación incremental. Se sigue aplicando incrementos de carga hasta que en la gráfica de compresibilidad este en el tramo recto o virgen. Luego se podrá descargar en dos o tres decrementos de carga hasta la presión inicial.

8- Posteriormente se recargara hasta llegar a una presión superior a la lograda en la etapa de carga, de manera de ingresar a la prolongación del tramo virgen correspondiente al primer ciclo de carga.

9- Luego de retirada toda la carga, se deja que la muestra expanda hasta que no se registre expansión en el extensómetro por un periodo de 24 hs.

10- Al terminar la prueba, se quita el extensómetro y se desarma el consolidómetro. Se seca el agua del anillo de la consolidación y de la superficie de la muestra, para registrar el peso del conjunto. Luego de secado en horno se conoce el peso seco de la muestra, con lo que se puede calcular peso específico seco final.<sup>34</sup>

Con los resultados obtenidos en el ensayo de consolidación se pueden graficar las siguientes relaciones:

**2.4.2 Curva de consolidación:** Con los datos registrados para cada escalón de carga, se traza la curva de consolidación, en la que se puede representar en abscisas el  $\log t$  o  $\sqrt{t}$  y en ordenada la lectura del extensómetro que mide la deformación vertical de la muestra.

---

<sup>34</sup> <http://ing.unne.edu.ar/pub/Geotecnia/2k8-04-10/l6-c.pdf>

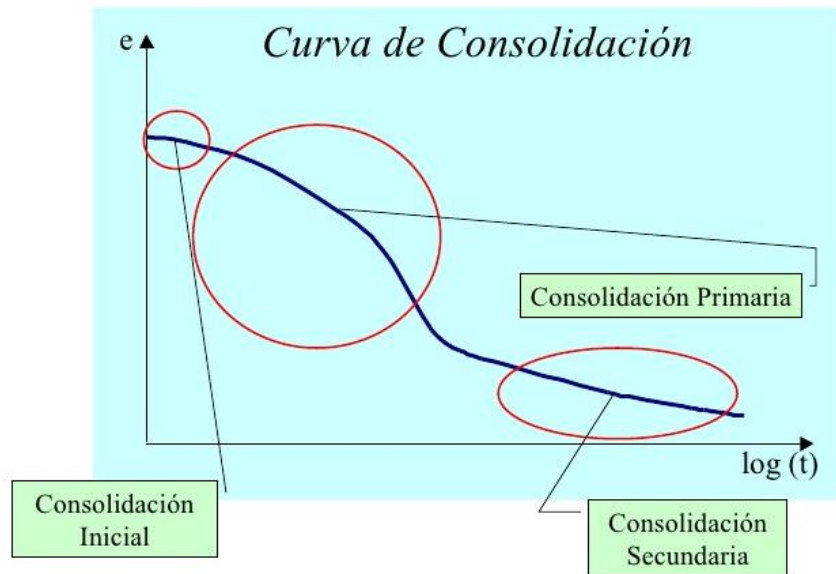


Figura 17. Curva de Consolidación.

#### 2.4.2.1 Características de la curva de consolidación:

- Consolidación inicial: Reducción de vacíos por eliminación de aire.
- Consolidación Primaria: Reducción de vacíos por eliminación de agua.
- Consolidación Secundaria: Reacomodo de las partículas sólidas bajo tensión efectiva constante.
- La velocidad de consolidación se expresa mediante el Coeficiente de Consolidación ( $C_v$ ).
- $C_v$  no es constante durante la consolidación y depende de la sobrecarga aplicada y de la conductividad hidráulica del suelo.

### 2.4.3 Curva de compresibilidad.

Para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de relación de vacíos y otro de presión correspondiente, actuante sobre el espécimen. De todo el ensayo de consolidación, una vez aplicados todos los incrementos de carga, se tienen valores que permiten construir una curva en cuyas abscisas se representan los valores de la presión actuante, en escala logarítmica y en ordenadas se anotan los correspondientes valores de la relación de vacíos en escala natural.

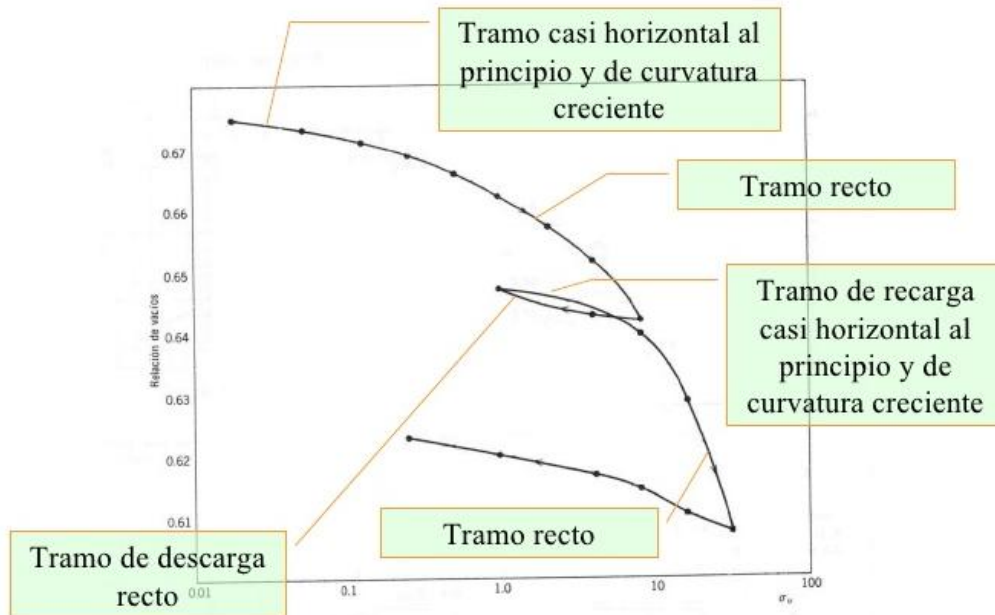


Figura 18. Curva de Compresibilidad.

(Ordenadas: relación de vacíos 'e' vs. Abscisas: logaritmo del esfuerzo ' $\sigma_v$ ')<sup>35</sup>

<sup>35</sup> BRAJA M. DAS, Advanced Soil Mechanics, Third Edition, pag. 276 a 316

### 2.4.3.1 Características de la curva de compresibilidad:

- Tramo de curvatura creciente: Se presenta cuando  $\sigma'$  aplicada  $<$   $\sigma'$  históricamente sufridas  $\rightarrow$  Tramo de Recarga
- Tramo recto  $>$  Se presenta cuando  $\sigma'$  aplicada  $>$   $\sigma'$  históricamente sufridas  $\rightarrow$  Tramo Virgen
- Tramo de descarga: Lineal porque recuperación es elástica
- “Pendiente” de Tramo de Recarga = Pendiente de Tramo de descarga
- **Coficiente de Compresibilidad ( $a_v$ ):** Pendiente de la recta tangente a la curva de Compresibilidad.

$$a_v = -\frac{de}{d\sigma'} \quad o \quad a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$$

- Pendiente del Tramo Virgen : **índice de Compresibilidad (  $C_c$  )**
- Pendiente del Tramo descarga : **índice de Expansión (  $C_s$  )**<sup>36</sup>

$$C_c = \frac{e_{inicial} - e_{final}}{\log\left(\frac{\sigma'_{final}}{\sigma'_{inicial}}\right)}$$

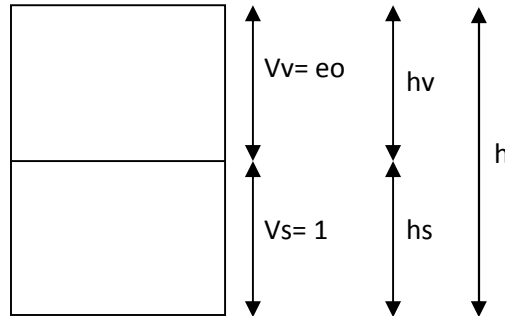
$$C_s = \frac{e_{final} - e_{inicial}}{\log\left(\frac{\sigma'_{inicial}}{\sigma'_{final}}\right)}$$

La figura también muestra la variación de la relación de vacíos durante el periodo de descarga.

<sup>36</sup> <http://www.slideshare.net/agualan/deformacion-de-suelos>

- **Coefficiente de Compresibilidad Volumétrico  $m_v$  ó Modulo Edométrico**

E. Es el decremento unitario de volumen bajo un incremento de esfuerzo.



$$m_v = \frac{\Delta v/v}{\Delta \sigma}$$

$$\frac{\Delta v}{v} = \frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{H}$$

$$e_o = \frac{V_v}{V_s}$$

$$V_s = 1 ; V_v = e_o$$

$$\frac{\Delta v}{v} = -\frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

$$m_v = -\frac{-\Delta e/(1 + e_o)}{\Delta \sigma}$$

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_o}$$

$$E = \frac{1}{m_v}$$

Resulta evidente que la deformación volumétrica también es una función del aumento del esfuerzo, por lo que la magnitud del asentamiento por consolidación puede obtenerse a partir de:

$$\delta c = \Delta H = mv * \Delta\sigma * H = \frac{1}{E} * \Delta\sigma * H$$

Podemos deducir de la formula anterior que a mayor modulo volumétrico mejor es el suelo porque el asentamiento es menor.

De la curva de compresibilidad e-log , se determinan tres parámetros necesarios para calcular el asentamiento: *Presión de Preconsolidación, Índice de Compresibilidad e Índice de Expansión.*

## **2.5. EFECTO DE ALTERACION DE LA MUESTRA DE ARCILLA**

A manera de experimento Schmertmann trabajó con muestras de suelo alterándolas de distintos modos, varias veces, para analizar en que se diferenciaban muestras alteradas de las inalteradas al hacer en el ensayo y en las curvas de compresibilidad encontró las siguientes diferencias según el grado de alteración de las muestras:

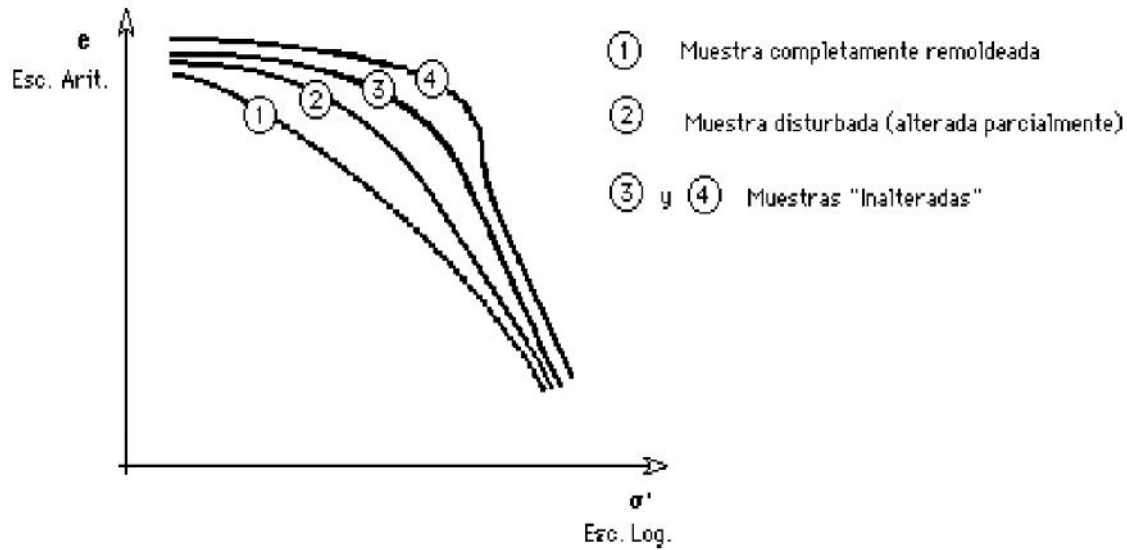


Figura 19. Curva de compresibilidad e-log según el grado de alteración de las muestras<sup>37</sup>

## 2.6. PRESION DE PRECONSOLIDACION $P_c$ .

Es la máxima sobrecarga efectiva a la que el suelo estuvo sometido en el pasado.

Se determina usando un simple procedimiento gráfico propuesto por Casagrande (1936), con referencia a la figura anterior e implica cinco pasos:

- Determine el punto O sobre la curva e-log P que tenga la curvatura más aguda (es decir, el menor radio de curvatura).
- Dibuje una línea horizontal OA.
- Dibuje una línea OB tangente a la curva e-log P en O.
- Dibuje una línea OC bisectriz del ángulo AOB.
- Trace la porción de línea recta de la curva e-log P hacia atrás hasta cruzar OC. Este es el punto D.

<sup>37</sup> Juan Carlos Montero, Apuntes Mecánica de Suelos II, Facultad Ingeniería, Escuela Civil, 2010

La presión que corresponde al punto D es el esfuerzo de preconsolidación  $P_c$ . Los depósitos naturales de suelo pueden estar normalmente consolidados o sobreconsolidados (o preconsolidados). Si la presión actual efectiva de sobrecarga  $p = P_o$  es igual a la presión de preconsolidación  $P_c$ , el suelo está normalmente consolidado. Sin embargo, si  $P_o < P_c$ , se considera sobreconsolidado.

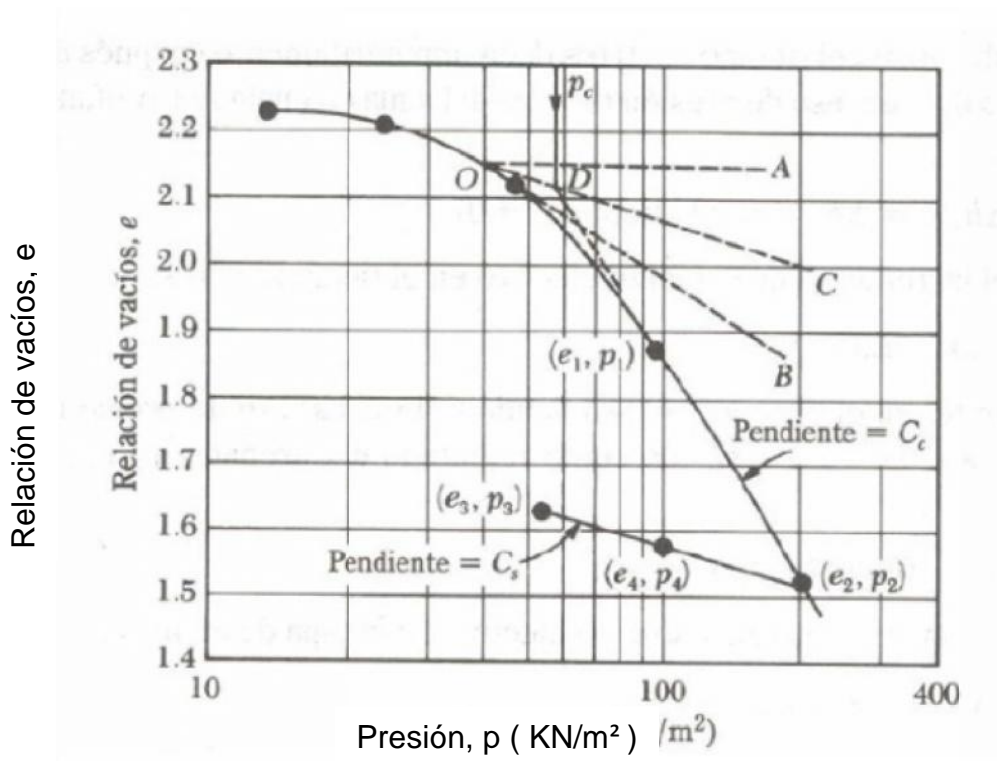


Figura 20. Determinación de la Presión de Preconsolidación.

### 2.7. INDICE DE COMPRESIBILIDAD $C_c$ .

Se obtiene de la curva de compresibilidad en escala semi-logarítmica. Es la pendiente de la porción recta de la curva (última parte de la curva de carga), ó

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log \left( \frac{p_2}{p_1} \right)}$$

Donde  $e_1$  y  $e_2$  son las relaciones de vacíos al final de la consolidación bajo los esfuerzos  $P_1$  y  $P_2$ , respectivamente.

El índice de compresibilidad, determinado con la curva  $e$ -log  $P$  en el laboratorio, será algo diferente de la encontrada en campo. La razón principal es que el suelo se remoldea en alguna medida durante la exploración de campo. La naturaleza de la variación de la curva  $e$ -log  $p$  en el campo para arcilla normalmente consolidada se muestra en la figura siguiente. A ésta se le conoce generalmente como curva virgen de compresibilidad. Esta cruza aproximadamente la curva de laboratorio en una relación de vacíos de  $0,42 e_0$  (Terzaghi y Peck, 1967). Note que  $e_0$  es la relación de huecos de la arcilla en el campo. Conocidos los valores de  $e_0$  y  $P$  puede construirse fácilmente la curva virgen y calcular el índice de compresibilidad de la curva usando la ecuación anterior.

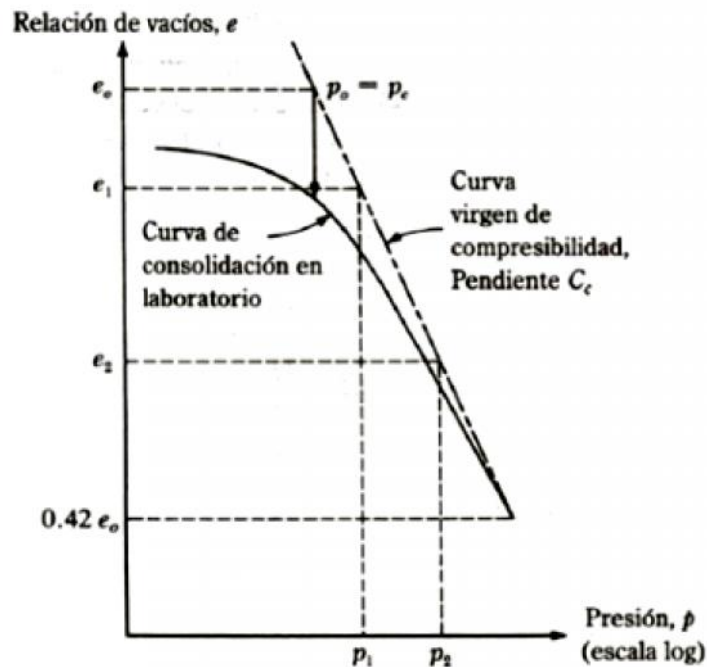


Figura 21. Construcción de una curva virgen de compresibilidad para arcilla normalmente consolidada.

El valor de  $C_c$ , varía ampliamente dependiendo del suelo. Skempton (1944) dio la siguiente correlación empírica para el índice de compresión:

$C_c = 0,009 (LL-10)$  Para arcillas inalteradas normalmente consolidadas,  
donde LL = límite líquido.

El Dr. Terzaghi, a partir de investigaciones experimentales efectuadas por distintos investigadores y de otras propias propuso una correlación empírica que permite calcular el índice de compresibilidad a partir de las características de plasticidad del suelo. La compresibilidad de los suelos aumenta con el límite líquido. De los resultados de los experimentos mencionados, Terzaghi propone la siguiente correlación

$C_c = 0.007 (LL-10)$  Para arcillas remoldeadas<sup>38</sup>

$C_c = 0.75 (e_o - 0.5)$  Suelos de baja plasticidad

Donde  $e_o$  = relación de vacíos in situ.

## 2.8. INDICE DE EXPANSIÓN $C_s$ .

Es la pendiente de la porción de descarga de la curva e-log P. Puede definirse como:

$$C_c = \frac{e_3 - e_4}{\log \left( \frac{p_4}{p_3} \right)}$$

---

<sup>38</sup> Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo 2, Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos, Capítulo 3

En la mayoría de los casos, el valor del índice de expansión ( $C_s$ ) es de 1/5 a 1/10 del índice de compresibilidad  $C_c$ .

La determinación del índice de expansión es importante en la estimación del asentamiento por consolidación de las arcillas sobreconsolidadas. En el campo, dependiendo del incremento de presión, una arcilla sobreconsolidada seguirá una trayectoria abc en la curva e-log P, como muestra la figura anterior. Note que el punto a, con coordenadas  $P_o$  y  $e_o$ , corresponde a las condiciones de campo antes de cualquier incremento de presión. El punto b corresponde a la presión de preconsolidación ( $P_c$ ) de la arcilla. La línea ab es aproximadamente paralela a la curva de descarga cd obtenida en laboratorio (Schmertmann, 1953).

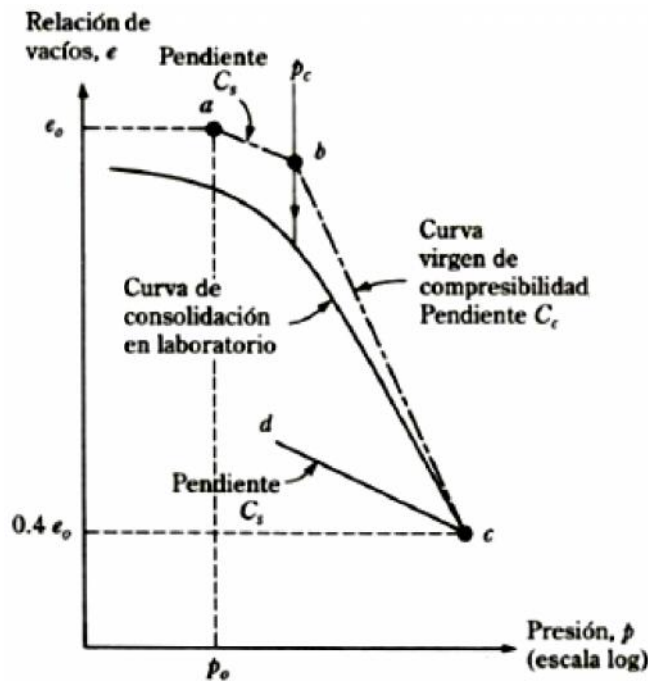


Figura 22. Construcción de una curva de consolidación en campo para arcilla sobreconsolidada.<sup>39</sup>

<sup>39</sup> CARLOS CRESPO VILLALAZ, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 5ta edición, México, Limusa 2004, Cap.15

Además, si se conocen  $e_0$ ,  $P_0$ ,  $P_c$ ,  $C_c$  y  $C_s$ , se podrá construir fácilmente la curva de consolidación de campo. Nagaraj y Murthy (1985) expresaron el índice de expansión como:

$$C_s = 0,0463 \left( \frac{LL}{100} \right) \gamma_s$$

Siendo  $LL$  el límite líquido y  $\gamma_s$  el peso específico de las partículas del suelo. Cabe destacar que cualquiera de las correlaciones empíricas para  $C_c$  y  $C_s$  dadas en esta sección son sólo aproximadas. Esto puede ser válido en un suelo dado para el cual la relación fue desarrollada, pero tal vez no serán válidas para otros suelos.<sup>40</sup>

Finalmente se llega a determinar que el asentamiento por consolidación equivale a:

$$\delta c = \frac{C_c}{(1 + e_0)} * \log \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right) * H$$

## 2.9. CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL

Esta propiedad física del suelo es de gran utilidad en la construcción civil y se obtiene de una manera sencilla, pues el comportamiento y la resistencia de los suelos en la construcción están regidos por la cantidad de agua que contienen. El contenido de humedad de un suelo es la relación del cociente del peso de las partículas sólidas y el peso del agua que guarda, esto se expresa en términos de porcentaje.

---

<sup>40</sup> <http://es.scribd.com/doc/50821332/22/Calculo-de-asentamientos-por-consolidacion>

El contenido de humedad de una masa de suelo, está formado por la suma de sus aguas libres, capilares e higroscópicas.

La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa junto a la cantidad de aire una de las características más importantes para explicar el comportamiento de este en especial a aquellos que su textura es más fina como por ejemplo cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica.

El método tradicional de determinación de la humedad del suelo en laboratorio, es por medio del secado a horno, donde la humedad de un suelo es la relación expresada en porcentaje entre el peso del agua existente en una determinada masa de suelo y el peso de las partículas sólidas.<sup>41</sup>

El material debe permanecer un periodo de doce horas en el horno, por esta razón se acostumbra a iniciar el calentamiento de la muestra de suelo al final del día, para que así se deshidrate durante toda la noche.

Cumplidas ya las 12 horas de secado de la muestra de tamaño normal se procede a retirar y pesar, para así obtener el peso del suelo seco. El peso del agua será la diferencia entre el peso de la muestra en estado natural y la muestra seca de suelo. Ya se cuenta con los valores necesarios para la obtención del contenido de humedad, en caso de tener mucha prisa en la obtención de resultados de ensayo, la muestra podría ser retirada del horno al cabo de cinco o seis horas para así pesarla, luego se introduciría de nuevo al horno y se compararía con este peso

---

<sup>41</sup> <http://www.buenastareas.com/ensayos/Humedad-Natural/2635387.html>

con el obtenido a las seis horas de secado. Si no se obtiene ninguna diferencia, podría utilizarse este valor como el peso seco de dicha muestra de suelo.<sup>42</sup>

### **2.9.1 Suelos Orgánicos**

Los suelos orgánicos se forman independientemente del clima y la litología, siempre que se den las condiciones topográficas que favorezcan la acumulación de materia orgánica en forma más rápida que su mineralización, lo que ocurre comúnmente bajo condiciones de saturación con agua casi continua que restringe la circulación del oxígeno a través del suelo. La lentitud resultante en la descomposición de la materia orgánica permite su acumulación.

La mayoría se caracterizan por una densidad aparente muy baja, menor de 1 g/ml, incluso se citan valores de 0.06 g/ml. Esta densidad aparente tiende a incrementarse con el grado de descomposición. La mayor variabilidad de este parámetro es debida al contenido de material mineral como al tipo de vegetación presente.

Usualmente están saturados con agua y presentan una gran capacidad de retención, aunque la mayor parte del agua se encuentra llenando los poros más

---

<sup>42</sup> <http://www.arqhys.com/construccion/suelos-humedad.html>

gruesos, agua gravitacional, o en los extremadamente finos, agua en el punto de marchitamiento, que no está disponible para las plantas.

Características:

- Proviene de organismos vivos, principalmente de restos de plantas
- Tienen colores oscuros y parduscos y los caracteriza su olor (olor a humedad fuerte o descomposición)
- En general no son aptos para cimentar. De usarse debe considerarse condiciones especiales de diseño
- Se puede distinguir:

LIMOS ORGÁNICOS: color gris a gris oscuro

ARCILLAS ORGÁNICAS: Color gris oscuro a negro. En estado seco tienen resistencia muy alta, no así saturado donde además son muy compresibles

TURBAS: Agregados fibrosos de fragmentos macro y microscópicos de material orgánico descompuesto.

### **2.9.1.1 Materia orgánica del suelo**

Cantidades muy pequeñas de materia orgánica pueden tener influencia importante en las propiedades físicas de los suelos. La mayor parte de los suelos orgánicos son más débiles y compresibles que los suelos que posean la misma composición mineral, pero que carezcan de materia orgánica. La presencia de una cantidad

apreciable de materia orgánica puede reconocerse usualmente por el color que de gris oscuro a negro tiene el suelo y por el olor de vegetación podrida.<sup>43</sup>

## 2.10 LIMITES DE ATTERBEG

Los límites de Atterberg se basan en el concepto de que los suelos finos, presentes en la naturaleza, pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo de su propia naturaleza y la cantidad de agua que contengan. Entonces, un suelo se puede encontrar en un estado sólido, semisólido, plástico y líquido o viscoso.

- Límite líquido (LL). Humedad de un suelo remoldeado, límite entre los estados líquido y plástico.

- Límite plástico (LP). Humedad de un suelo remoldeado, límite entre los estados plástico y semi - sólido.

- Límite de contracción (LC). Humedad máxima de un suelo para la cual una reducción de la humedad no causa una variación del volumen del suelo.

---

<sup>43</sup> <http://www.civildocs.com/2011/05/descripcion-e-identificacion-de-los.html>

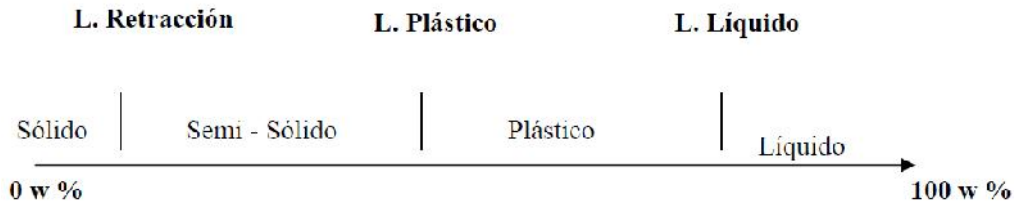


Figura 23. Esquema de los Límites de Consistencia

El contenido de agua con que se produce el cambio entre estados varía de un suelo a otro y en mecánica de suelos interesa fundamentalmente conocer el rango de humedades para el cual el suelo presenta un comportamiento plástico, es decir, acepta deformaciones sin romperse (plasticidad). Se trata de la propiedad que presentan los suelos hasta cierto límite.

El método usado para medir estos límites de humedad fue ideado por el científico sueco Albert Atterberg en el año 1911. Los límites de Atterberg son propiedades, valores de humedad de los suelos que se utilizan en la identificación y clasificación de un suelo.

Atterberg (1911) realizó una serie de experimentos con suelos finos haciendo variar su contenido de humedad, con el objetivo de encontrar la relación que existe entre el contenido de humedad y la consistencia del suelo. Este investigador observó que para ciertos contenidos de humedad el suelo presentaba uno de los cuatro estados distintos de consistencia, que son: sólido, semisólido, plástico y líquido. Posteriormente Terzaghi y Casagrande idearon métodos para determinar estos contenidos de humedad específicos para los distintos estados de

consistencia, en la actualidad a estos contenidos de humedad especiales se los conoce como límites de Atterberg o de consistencia. Puede hablarse de los límites de Atterberg en suelos que tienen un tamaño de partículas que pasan por el tamiz Nro. 40.

Los límites de Atterberg son las determinaciones que con más frecuencia se practican en los laboratorios de Mecánica del Suelo. Su utilidad deriva de que, gracias a la experiencia acumulada en miles de determinaciones, es suficiente conocer sus valores para poderse dar una idea bastante clara del tipo de suelo y sus propiedades. Como, por otra parte, se trata de determinaciones sencillas y rápidas, permiten una pronta identificación de los suelos y la selección adecuada de muestras típicas para ser sometidas a ensayos más complicados.

Los límites de Atterberg pertenecen, junto al análisis granulométrico, al tipo de ensayos de identificación. Pero, si el análisis granulométrico nos permite conocer la magnitud cuantitativa de la fracción fina, los límites de Atterberg nos indican su calidad, completando así el conocimiento del suelo.

Debe tenerse en cuenta, no obstante, que todos los límites e índices, a excepción del límite de retracción, se determinan en suelos que han sido amasados para formar una mezcla uniforme suelo-agua. Este proceso de amasado conduce al ablandamiento de la masa como consecuencia de la destrucción del ordenamiento de las moléculas bipolares de agua, a la reorientación de las láminas de arcilla y a la ruptura de la estructura que el suelo adquiere durante su formación por

sedimentación o consolidación. Al cesar el proceso de amasado, las láminas de arcilla vuelven a orientarse y las moléculas de agua adquieren ligazón, pero la estructura del suelo no vuelve a ser la misma. Por tanto, habrá que señalar que los límites no dan indicación alguna sobre la estructura del suelo o de los enlaces residuales entre partículas que pudieran haberse desarrollado en el terreno natural.<sup>44</sup>

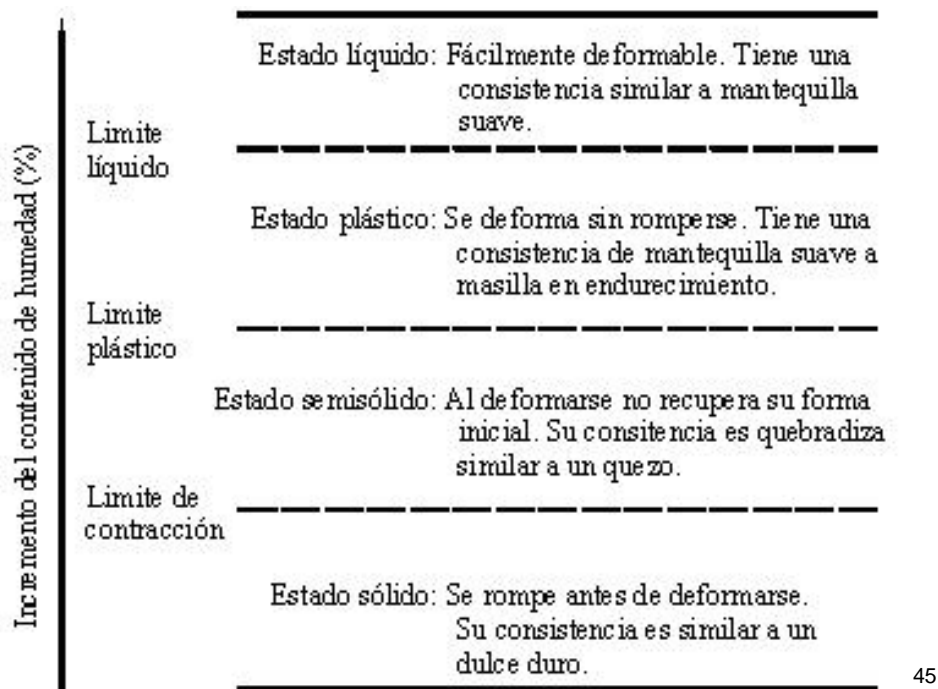


Figura 24. Estados del suelo.

<sup>44</sup> <http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/3282/5/53973-5.pdf>

<sup>45</sup> <http://es.scribd.com/doc/58630655/LIMITES-DE-ATTERBERG>

### **2.10.1 Límite Líquido**

Es el contenido de humedad del suelo en el límite entre el estado semilíquido y plástico.

Esta propiedad se mide en laboratorio mediante un procedimiento normalizado en que una mezcla de suelo y agua, capaz de ser moldeada, se deposita en la Cuchara de Casagrande, y se golpea consecutivamente contra la base de la máquina, haciendo girar la manivela, hasta que la zanja que previamente se ha recortado, se cierra en una longitud de 12 mm (1/2"). Si el número de golpes para que se cierre la zanja es 25, la humedad del suelo (razón peso de agua/peso de suelo seco) corresponde al límite líquido. Dado que no siempre es posible que la zanja se cierre en la longitud de 12 mm exactamente con 25 golpes, existen dos métodos para determinar el límite líquido: - graficar el número de golpes en coordenada semilogarítmicas, contra el contenido de humedad correspondiente, en coordenadas normales, e interpolar para la humedad correspondiente a 25 golpes. La humedad obtenida es el Límite Líquido. - según el método puntual, multiplicar por un factor (que depende del número de golpes) la humedad obtenida y obtener el límite líquido como el resultado de tal multiplicación.

### **2.10.2 Límite Plástico**

Es el contenido de humedad del suelo en el límite entre los estados semisólidos y plástico.

Esta propiedad se mide en laboratorio mediante un procedimiento normalizado pero sencillo consistente en medir el contenido de humedad para el cual no es posible moldear un cilindro de suelo, con un diámetro de 3 mm. Para esto, se

realiza una mezcla de agua y suelo, la cual se amasa entre los dedos o entre el dedo índice y una superficie inerte (vidrio), hasta conseguir un cilindro de 3 mm de diámetro. Al llegar a este diámetro, se desarma el cilindro, y vuelve a amasarse hasta lograr nuevamente un cilindro de 3 mm. Esto se realiza consecutivamente hasta que no es posible obtener el cilindro de la dimensión deseada. Con ese contenido de humedad, el suelo se vuelve quebradizo (por pérdida de humedad) o se vuelve pulverulento. Se mide el contenido de humedad, el cual corresponde al Límite Plástico. Se recomienda realizar este procedimiento al menos 3 veces para disminuir los errores de interpretación o medición.<sup>46</sup>

**Suelo Plástico.** Es un suelo que tiene un rango de contenido de humedad sobre el cual mantendrá su forma bajo secado.

**2.10.2.1 Índice de plasticidad (IP).** Es la diferencia entre los límites líquido y plástico:

$$IP = LL-LP$$

IP	DESCRIPCIÓN
0	No plástico
1 - 5	Ligeramente plástico
5 - 10	Baja plasticidad
10 - 20	Mediana Plasticidad
20 - 40	Alta plasticidad
40	Muy alta plasticidad

Tabla 2. Indicación de la plasticidad de los suelos

<sup>46</sup> <http://es.scribd.com/doc/58630655/LIMITES-DE-ATTERBERG>

### **2.10.3 Límite de Contracción**

Es la humedad máxima de un suelo para la cual una reducción de la humedad no produce disminución del volumen del suelo.

Como se vio en los ensayos anteriores (LL y LP), con ellos se puede predecir la presencia potencial de cambios de volumen en el suelo que podrían provocar problemas posteriores. Sin embargo, para obtener una indicación cuantitativa de cuanto cambio de humedad puede presentarse (antes de tener un cambio de volumen antes de tener un cambio de volumen significativo y para obtener una indicación de la cantidad de este), es necesario hacer el ensayo del límite de contracción.

El ensayo comienza con un volumen de suelo que presente un estado de humedad entre la condición de saturación completa (pero no absolutamente necesario) y la humedad cercana al límite líquido o superior. El suelo se deja secar, en cuyo proceso se supone que cualquier pérdida de humedad está acompañada por una disminución en el volumen global de la muestra (o relación de vacíos).

A partir de ese valor límite en el contenido de humedad, es posible producir cambios adicionales en el volumen del suelo debido a la pérdida adicional de agua de poros.

El tamaño de la muestra de ensayo será de aproximadamente 30 grs. y deberá pasar completamente por el tamiz de 0,5 mm.<sup>47</sup>

---

<sup>47</sup> [http://icc.ucv.cl/geotecnia/03\\_docencia/02\\_laboratorio/manual\\_laboratorio/limites.pdf](http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02_laboratorio/manual_laboratorio/limites.pdf)

### 2.10.3.1 Índice de Contracción. Permite reconocer suelos expansivos.

Es la diferencia entre el límite líquido y el límite de contracción.<sup>48</sup>

$$I_c = LL - L_c$$

Ranga - Nathan	
<b>Ic</b>	<b>Hinchamiento Potencial</b>
0 - 20	Bajo
20 - 30	Medio
30 - 60	Alto
> 60	Muy alto

Tabla 3. Hinchamiento Potencial de Ranga-Nathan

## 2.11 RELACIONES DE VACÍOS Y POROSIDAD.

La proporción de vacíos en un elemento de suelo se expresa en función de la Relación de Vacíos, Razón de vacíos o Índice de Poros, denotada con **e**, o en función de la Porosidad, denotada con **n**.

Estas propiedades se definen de la siguiente manera:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \qquad n = \frac{V_v}{V_t} \qquad 49$$

Ambas propiedades, **e** y **n** son parámetros adimensionales, y con frecuencia **n** se expresa en porcentaje. Como se observa, **e** vincula el volumen de vacíos con una magnitud constante, para un determinado tipo de suelo, en el tiempo; en tanto **n** lo

<sup>48</sup> CARLOS CRESPO VILLALAZ, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 5ta edición, México, Limusa 2004, Cap.5

<sup>49</sup> JOSEPH E. BOWLES, Foundation Analysis and Design, New York, 4ta Edición, The McGraw-Hill, pag.18

hace con un valor que varía en el tiempo (por cargas, desecamiento, o humectación). Estas dos relaciones se pueden vincular de la siguiente manera

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V_t - V_v}$$

$$e = \frac{\frac{V_v}{V_t}}{1 - \frac{V_v}{V_t}}$$

$$e = \frac{n}{1 - n}$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

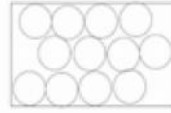
Para tener una idea de las magnitudes que pueden alcanzar **e** y **n** se analizan algunas situaciones particulares para cada tipo de suelo:

### 2.11.1 Suelos granulares

Los rangos de valores de relación de vacíos y porosidad que se encuentran comúnmente en los suelos granulares dependen de la organización de las partículas en el esqueleto del suelo. En condiciones extremas pueden ilustrarse considerando un suelo ideal con partículas esféricas de tamaño uniforme.



Suelo granular ideal de partículas esféricas, ordenadas en un arreglo cúbico con seis puntos de contacto por esfera. Representa el estado más suelto (corresponde al máximo volumen de vacíos). máximo  $e = 0,91$  máximo  $n = 47,6 \%$



Suelo granular ideal de partículas esféricas, ordenadas en un arreglo rómbico con doce puntos de contacto. Simboliza el estado más denso (corresponde al mínimo volumen de vacíos). mínimo  $e = 0,35$  mínimo  $n = 26,0 \%$

Los valores extremos que se obtienen en la práctica para suelos granulares se encuentran notablemente limitados por los valores teóricos. Los rangos típicos son los siguientes.

Arenas bien graduadas:  $e = 0,43 - 0,67$  ;  $n = 30 \%$  -  $40 \%$

Arenas de tamaño uniforme:  $e = 0,51 - 0,85$  ;  $n = 34 \%$  -  $46 \%$

Es claro que el conocimiento de la relación de vacíos de un suelo en su estado natural no proporciona en sí mismo una información suficiente para establecer si el suelo se encuentra en su estado “suelto o denso”.

### **2.11.2 Suelos cohesivos:**

Estos suelos generalmente poseen una proporción de vacíos mucho más alta que la que es posible en suelos granulares. Esto se debe a la actividad electroquímica asociada con las partículas de mineral de arcilla, que dan lugar a la formación de

estructuras muy abiertas del tipo "panel de abejas similar. En general, pueden tomarse como valores típicos, los rangos siguientes:<sup>50</sup>

$$e = 0,55 - 5,00 \quad n = 35\% - 83 \%$$

## 2.12 GRAVEDAD ESPECÍFICA

La gravedad específica está definida como el peso unitario del material dividido por el peso unitario del agua destilada a 4 grados centígrados. Se representa la Gravedad Especifica por  $G_s$ , y también se puede calcular utilizando cualquier relación de peso de la sustancia a peso del agua siempre y cuando se consideren volúmenes iguales de material y agua.

$$G_s = \frac{\frac{W_s}{V}}{\frac{W_v}{V}}$$

SUELO	$G_s$
Grava	2.65 - 2.68
Arena	2.65 - 2.68
Limo inorgánica	2.65 - 2.68
Arcilla orgánica	2.65 - 2.65
Arcilla Inorgánica	2.65 - 2.75

Tabla 4. Gravedad específica de los suelos.<sup>51</sup>

<sup>50</sup><http://www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/RELACIONES%20VOLUMETRICAS%20Y%20GRAVIMETRI CAS%20Leoni.pdf>

<sup>51</sup> JOSEPH E. BOWLES, Foundation Analysis and Design, New York, 4ta Edición, The McGraw-Hill, pag.28

### **2.12.1 Aplicación del Gs**

Es un factor auxiliar para determinar las características índices de los suelos, tales como la porosidad, la relación de vacíos, la saturación. Se utiliza también en estudios de consolidación, gradiente hidráulico crítico, hidrometría o desimetría. Se describen dos procedimientos, uno para suelos granulares finos, de partículas menores de 4,75 mm, esto es, limos y arcillas y otro, para suelos granulares gruesos, de partículas mayores de 4,75 mm, correspondientes a gravas y fragmentos de roca.

### **2.12.2 Procedimiento para obtener la gravedad específica**

Pesamos un matraz vacío, el cual debe estar limpio y seco, al cual se le agrega una cantidad de agua hasta la línea de aforo, luego se le agrega una cantidad de suelo, aproximadamente 50 gramos, el cual debe pasar por el tamiz 40, y debe estar seco al aire. Luego se saca todo el aire de la mezcla de agua y suelo, lo cual se hace colocando al baño de María el matraz con el suelo, y luego colocándolo en una bomba de vacío, repitiendo este ciclo por varias horas, hasta que se determine que el aire del matraz ha salido completamente. Luego se enrasa la cantidad de agua que hace falta, para llegar a la línea de aforo, y se saca el aire nuevamente, si es necesario. El proceso de sacar el aire debe durar de 6 a 8 horas para suelos plásticos, y de 4 a 6 horas para suelos de baja plasticidad.

Luego de tener el matraz con la cantidad de agua especificada, se procede a pesar el matraz el cual contiene agua y suelo, al mismo tiempo que se le toma la temperatura a el agua que está dentro del matraz.

Luego de haber pesado el matraz, la mezcla de agua suelo, se lleva a una cápsula, en donde se colocara al horno, mínimo por 24 horas, para asegurarnos de que la muestra este totalmente seca, y luego se pesa la cápsula. Hay que tener en cuenta de hallar el peso de la cápsula limpia y seca, para poder hallar luego que peso hay de suelos, restando estos dos pesos.<sup>52</sup>

## 2.13 PESO UNITARIO

Es el producto de su densidad por la gravedad. El valor depende, entre otros, del contenido de agua del suelo. Este puede variar del estado seco  $\gamma_d$  hasta el saturado  $\gamma_{SAT}$  así:

### 2.13.1 Peso unitario del agua y de los sólidos.

Suelo seco:  $\gamma_d = \frac{W_s}{V_T}$

PU del agua:  $\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$

Suelo húmedo:  $\gamma_T = \frac{W_T}{V_T}$

---

<sup>52</sup> [http://www.fisicanet.com.ar/fisica/termoestatica/lb01\\_densidad.php](http://www.fisicanet.com.ar/fisica/termoestatica/lb01_densidad.php)

En el suelo,  $\gamma_s$  es prácticamente una constante, no así  $\gamma_w$  ni  $\gamma_t$ . Además se asume que siendo  $\gamma_s$  un invariante, no se trabaja nunca con el PU de los sólidos, sino con su equivalente,  $\gamma_s \cdot w$ .

En general los suelos presentan gravedades específicas  $\gamma_s$  con valor comprendido entre 2,5 y 3,1.

Como el más frecuente es 2,65 se asume como máximo valor de  $\gamma_s$  teórico. Veamos además algunos valores del peso unitario seco de los suelos, los que resultan de interés dado que no están afectados por peso del agua contenida, sino por el relativo estado de compactación, el que se puede valorar con la porosidad.

Descripción	$\eta$ %	$\gamma_d$ g/cm <sup>3</sup>
Arena limpia y uniforme	29 – 50	1,33 – 1,89
Arena limosa	23 – 47	1,39 – 2,03
Arena micácea	29 – 55	1,22 – 1,92
Limo INORGÁNICO	29 – 52	1,28 – 1,89
Arena limosa y grava	12 – 46	1,42 – 2,34
Arena fina a gruesa	17 – 49	1,36 – 2,21

Tabla 5. Valores de  $\eta$  y  $\gamma_d$  para suelos granulares (MS Lambe)<sup>53</sup>

Los suelos bien compactados presentan pesos unitarios de 2,2 g/cm<sup>3</sup> a 2,3 g/cm<sup>3</sup>, en  $\gamma_d$  para gravas bien graduadas y gravas limosas. En la zona del viejo Caldas, las cenizas volcánicas presentan pesos unitarios entre 1,30 a 1,70 gr/cm<sup>3</sup>.

<sup>53</sup> T.W. Lambe y R.V. Whitman - Mecánica de suelos. Mexico, 1997

### 2.13.2 Peso unitario sumergido $\gamma'$ .

Esto supone considerar el suelo saturado y sumergido. Al sumergirse, según Arquímedes, el suelo experimenta un empuje, hacia arriba, igual al peso del agua desalojada.<sup>54</sup>

$$\gamma' = \frac{W_{sat} - W_w}{V_T} = \frac{W_{sat} - V_T \times \gamma_w}{V_T} = \gamma_{SAT} - \gamma_w$$

Entonces, el PU sumergido es:

$$\gamma' = \gamma_{SAT} - \gamma_w$$

## 2.14 CORRELACIONES DEL INDICE DE COMPRESIBILIDAD

La magnitud del índice de compresión  $C_c$  en arcillas saturadas varía entre 0.1 a 0.5 dependiendo de su plasticidad e incrementa a medida que la plasticidad incrementa. En arcillas sobre consolidadas el índice de recompresión es pequeño respecto al de compresión, tomando valores entre 0.015 a 0.035 y disminuyendo a medida que la plasticidad disminuye. La correlación entre la plasticidad y la compresibilidad ha sido extensamente investigada de lo cual han surgido numerosas expresiones lineales para el índice de compresión en términos del límite líquido y otras propiedades básicas como el contenido de humedad y la relación de vacíos inicial.

---

<sup>54</sup> <http://www.galeon.com/geomecanica/cap2.pdf>

<b>Cc = f (Limite Liquido - LL)</b>	
$Cc = 0,009 (LL - 10)$	Skempton (1944) Arcillas inalteradas
$Cc = 0,007 (LL - 10)$	Terzagui y Peck (1967) Arcillas remoldeadas
$Cc = 0,0046 (LL - 9)$	Azzouz - Arcillas Brasileñas
$Cc = 0,013 (LL - 13,5)$	Yamagutsi (1959)
$Cc = 0,017 (LL - 20)$	Shouka (1964)
$Cc = (LL - 13)/109$	Mayne (1980)
$Cc = 0,00463 LL - 0,013$	Balasubramaniam y Brenner (1981)

<b>Cc = f (Indice de Plasticidad - IP)</b>	
$Cc = 0,02 + 0,014 (IP)$	Nacci (1975) Arcillas del Atlantico Norte
$Cc = 0,046 + 0,0104 (IP)$	Nakase (1988)

<b>Cc = f (Relación de vacios - eo)</b>	
$Cc = 0,75 (eo - 0,5)$	Sower (1970) Arcillas de baja plasticidad
$Cc = 0,54 (eo - 0,35)$	Nishida (1956) Todas las arcillas
$Cc = 1,15 (eo - 0,27)$	Nishida (1956) Todas las arcillas
$Cc = 1,15 (eo - 0,35)$	Nishida (1956) Todas las arcillas
$Cc = 0,43 (eo - 0,25)$	Cozzolino (1961) Arcillas brasileñas
$Cc = 1,21 + 1,005 (eo - 1,87)$	Azzouz (1976) Arcillas de Sao Paulo
$Cc = 0,208 eo + 0,0083$	Azzouz (1976) Arcillas de Chicago
$Cc = 0,156 eo + 0,0107$	Hough (1957)
$Cc = 0,3 (eo - 0,27)$	Hough (1957)

<b>Cc = f (Humedad Natural - Wn)</b>	
$Cc = 0,01 Wn$	Azzouz (1976) Arcillas de Chicago
$Cc = 0,01 (Wn - 5)$	Azzouz (1976)
$Cc = 0,0093 Wn$	Koppula (1981)
$Cc = 0,00566 Wn - 0,037$	Balasubramaniam y Brenner (1981)
$Cc = 0,0115 Wn$	Hough (1957) Arcillas y Limos Organicos, Turbas
$Cc = 0,0001766 Wn^2 + 0,00593 Wn - 0,135$	Arcillas de Chicago

<b>Cc = f (Varios parametros)</b>	
$Cc = 0,141 Gs^{1,2} ((1 + eo)/Gs)^{2,38}$	Rendon - Herrero (1983)
$Cc = 0,2343 (LL/100) Gs$	Nagaraj y Murty (1985)
$Cc = 0,00234 * LL * Gs$	Nagaraj y Srinivasa Murthy
$Cc = 0,37 (eo + 0,003 LL + 0,0004 Wn - 0,34)$	Azzouz (1976)
$Cc = 0,009 Wn + 0,005 LL$	Koppula (1986)
$Cc = -0,156 + 0,411 eo + 0,00058 LL$	Al - Khafaji y Andersland (1992)

55, 56

<sup>55</sup> <http://es.scribd.com/doc/55326864/Lab-Consolidacion-FINAL>

<sup>56</sup> BRAJA M. DAS, Advanced Soil Mechanics, Third Edition, pag. 317

## **CAPITULO 3: TRABAJOS DE CAMPO**

### **3.1. TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS**

Lo primero que hay que consignar en la obtención de una muestra es que ésta sea representativa del terreno. Un muestreo adecuado y representativo es de primordial importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos en sí. A menos que la muestra obtenida sea verdaderamente representativa de los materiales que se pretende usar, cualquier análisis de la muestra solo será aplicable a la propia muestra y no al material del cual procede. Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede, e inalterada en caso contrario.

Todo estudio de suelos debe iniciarse con un reconocimiento detallado del terreno. Mediante la observación de cortes naturales y/o artificiales producto de la erosión o deslizamiento será posible, en general, definir las principales unidades o estratos de suelos superficiales. Es importante en esta etapa la delimitación de zonas en las cuales los suelos presentan características similares y a la identificación de zonas vedadas o poco recomendables para emplazar construcciones, tales como zonas de deslizamiento, laderas rocosas con fracturamiento, zonas pantanosas difíciles de drenar, etc. Este reconocimiento se puede efectuar por vía terrestre. Generalmente se ejecutan pozos distanciados entre 300 a 600 metros, aparte de los que deban

ejecutarse en puntos singulares. Pueden realizarse pozos más próximos si lo exige la topografía del área, naturaleza de la depositación o cuando los suelos se presentan en forma errática. Así mismo deben delimitarse las zonas en que se detecten suelos que se consideren inadecuados.<sup>1</sup>

### **3.1.1. TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS CON TUBO DE PARED**

#### **DELGADA “SHELBY”**

El tubo toma muestras Shelby es un sistema de muestreo “in situ” diseñado para obtener muestras prácticamente inalteradas en suelos y arcillas.

La cabeza tiene una rosca de conexión hembra en un extremo e incorpora una válvula de bola para control de vacío. El tubo de pared delgada se une a la cabeza por medio de tres tornillos. La cabeza lleva mecanizado un escalón para que el tubo asiente firmemente sobre el mismo, a fin de asegurar el buen asiento del tubo, de forma que la fuerza de empuje sea aplicada de forma uniforme. El toma muestras debe ser hincado en la formación mediante la aplicación de una fuerza constante hasta llenarlo o alcanzar el punto de rechazo. El tubo debe ser desconectado de la cabeza y colocadas tapas en sus extremos para los posteriores ensayos. Los tubos de pared delgada están disponibles en una longitud de 701 mm y otras bajo demanda.

---

<sup>1</sup> CARLOS CRESPO VILLALAZ, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 5ta edición, México, Limusa 2004, Cap.2

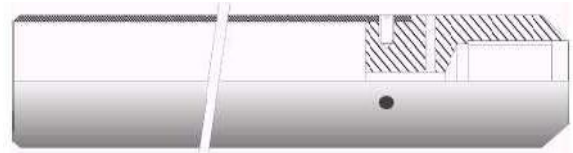


Figura 25. Tubo de pared delgada “Shelby”.

### 3.1.1.1. EQUIPOS QUE SE UTILIZAN:

- EQUIPO DE PERFORACIÓN: Se puede usar cualquier equipo de perforación que permita obtener un hueco limpio, que no perturbe el suelo que se va a muestrear y que no obstruya la penetración del tubo de pared delgada que va a formar la muestra. El diámetro del barreno abierto y el diámetro interno del tubo del equipo de perforación no debe ser superior a 3,5 veces el diámetro exterior del tubo de pared delgada.
- EQUIPO PARA INSERCIÓN DEL MUESTREADOR: Debe ser adecuado para proporcionar una fuerza de penetración rápida y continua. Para formaciones duras, puede ser necesario, aunque no se recomienda, hincar el tubo muestreador de pared delgada.

- TUBOS DE PARED DELGADA: Es conveniente fabricar estos tubos con las dimensiones se indica en la Figura. Se recomienda que su diámetro externo sea de 50,8 mm a 127,0 mm, y que sean construido de un material que posea una resistencia adecuada para usar en el suelo en la forma prevista. Los tubos deben ser limpios y libres de irregularidades superficiales, incluyendo costuras de soldadura que sobresalen.



Figura 26. Dimensiones del Tubo Shelby

- LONGITUD DE LOS TUBOS

Tabla 6. Tubos de acero de pared delgada, para muestras

Diámetro exterior			
pulgadas	2	3	5
mm	50,8	76,2	127
Espesor de la pared:			
Bwg	18	16	11
pulgadas	0,049	0,065	0,120
mm	1,24	1,65	3,05
Longitud del tubo:			
pulgadas	36	36	54
mm	0,91	0,91	1,45
Relación de área libre, 1 %	1	1	1

Los tres diámetros recomendados en la Tabla se indican para propósitos de normalización, pero no se debe entender que los tubos de muestreo de tamaño intermedio o más grande no sean aceptables.

- **CABEZA DEL MUESTREADOR**

Sirve para acoplar el tubo de pared delgada al equipo de penetración, y junto con el tubo de pared delgada, conforma el muestreador de tubo de pared delgada. La cabeza del muestreador debe estar provisto de una válvula de cheque aceptable y una válvula de desfogue al exterior, de área igual o mayor al área de la válvula de choque. La conexión de la cabeza al tubo debe ser concéntrica y coaxial para asegurar la aplicación uniforme de fuerza al tubo, por el equipo de penetración del muestreador.

### **3.1.1.2. PROCEDIMIENTO**

- Se limpia el barreno hasta la altura del muestreo, usando cualquier método que garantice la inalterabilidad del material que se va a analizar.

Si se encuentra el nivel freático durante el muestreo, se debe mantener el nivel del fluido de perforación a la misma altura que la del agua subterránea.

- No se permiten brocas de descarga por la base. Se pueden usar brocas de descarga lateral, con precaución. No se permite lanzar un chorro a través de un muestreador de tubo abierto para limpiar el barreno a la profundidad de muestreo. Se retira con el mayor cuidado posible el material suelto dentro del revestimiento de la perforación del barreno de vástago hueco, para evitar la alteración del material que se va a muestrear

- Se coloca el tubo muestreador de manera que su base quede sobre el fondo del barreno. Se avanza el muestreador a presión, sin rotación, mediante un movimiento continuo relativamente rápido.
- Se determina la longitud de avance por la resistencia y la condición de la formación, pero la longitud nunca debe exceder de 5 a 10 diámetro del tubo en arenas, y de 10 a 15 veces el diámetro del tubo en arcillas.
- Cuando la formación es demasiado dura para que el tubo muestreador penetre a presión, se puede golpear o se puede hacer lo indicado en la norma ASTM D 3350. Se pueden usar otros métodos, indicados por el ingeniero o geólogo. Si se emplean métodos de hincado por percusión, los datos concernientes a peso y caída del martillo y la penetración lograda se deben incluir en el reporte. Adicionalmente, ese tubo se debe rotular en forma visible como “muestra tomada por hincado a golpes”.
- En ningún caso el tubo muestreador debe ser empujado una longitud mayor que la prevista para la muestra del suelo. Es necesario dejar un espacio libre de aproximadamente 75 mm en el tubo para recortar los extremos y retirar sedimentos

- Se retira el muestreador de la perforación con el mayor cuidado posible, con el fin de reducir al mínimo la alteración de la muestra.<sup>2</sup>

### 3.2. ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR “SPT”

El ensayo SPT (Standard Penetration Test) es probablemente el más extendido de los realizados in situ.

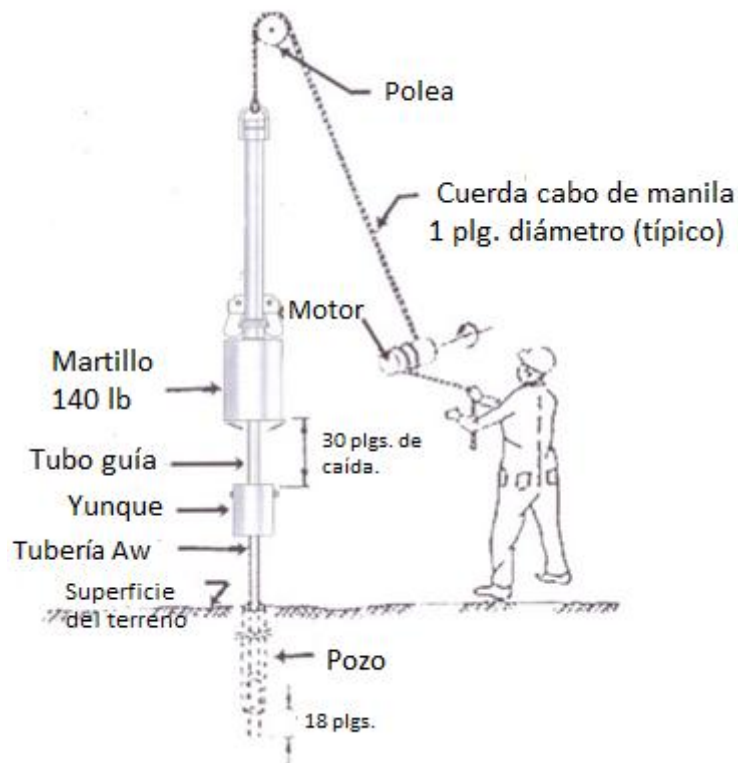


Figura 27. Partes del equipo de SPT

<sup>2</sup> <http://es.scribd.com/doc/50120674/NTC2121>

El ensayo no se realiza de forma independiente, sino en el fondo de un sondeo y permite, a la vez que se mide la consistencia del terreno, extraer una muestra del mismo que no puede considerarse alterada.

El toma muestras tubular es muy robusto, de 51 mm de diámetro exterior y 35 mm interior, con la punta biselada. Para atravesar gravas se emplea una punta ciega.

El método consiste en alcanzar la profundidad a la que se va a realizar la prueba, detener la entubación del sondeo, limpiar el fondo y hacer descender el toma muestras (cuchara SPT) mediante el varillaje.

Una vez apoyada la cuchara, se procede a hincarla dejando caer una maza de 63,5 kg sobre la cabeza del varillaje desde una altura de 76 cm.

El resultado del ensayo, el índice N, es el número de golpes precisos para profundizar 30 cm. El recuento de golpes se efectúa por tramos de 15 cm, haciendo para ello penetrar la punta un total de 45 cm. El primer tramo (denominado «penetración de asiento») no se tiene en cuenta; son el segundo (de 15 a 30 cm de profundidad) y el tercero (de 30 a 45 cm) los que intervienen en el resultado, que se expresa como suma de los golpes en ambos tramos.

En caso de que se alcancen los 50 golpes durante la penetración de asiento, o bien en cualquiera de los dos siguientes intervalos (segundo y tercero) de 15 cm, se dará por finalizado el ensayo.

En la ejecución del ensayo, que por estar normalizado debe ser repetible e independiente del operador, hay, no obstante, multitud de factores que pueden alterar su resultado. Algunos son susceptibles de incorporarse en coeficientes de corrección.

Puede afectar al resultado del ensayo:

- Que la penetración de agua en el fondo del sondeo afloje, por sifonamiento, el terreno. Debe procurarse que el nivel de agua —o fluido empleado— en el sondeo sea superior al nivel piezométrico en el terreno.
- Una deficiente limpieza del fondo, o bien que la entubación quede demasiado alta con respecto al fondo o que haya penetrado hasta más abajo del mismo.
  
- Diferente energía aplicada, por varios motivos:
  - Masa de diferente peso, o altura de caída diferente a la normalizada.
  - Pérdidas por rozamiento en la caída de la masa.
  - Varillaje con distinto peso del estándar, con uniones flojas o desviaciones de la vertical.
  - Soporte y guía defectuosas o descentradas, golpeo excéntrico.
  
- Toma muestras deteriorado, de biseles romos, o atascado.
- Excesivo diámetro del sondeo.

Se han propuesto una serie de factores de corrección para convertir el resultado del ensayo  $N$  en otro nominal  $N_{nom}$ , que obtendría un equipo perfecto, que transmitiese totalmente la energía del golpeo  $E$ . No obstante, ya que los SPT clásicos realizados, en

los que se basan la mayoría de las correlaciones, tienen una eficiencia E/Enom del orden del 60% la tendencia actual es corregir el ensayo de modo que dé los mismos resultados que un SPT correctamente ejecutado con medios clásicos. Es sumamente importante que, al presentar los resultados del ensayo, se especifiquen las características del equipo empleado y qué correcciones se han aplicado, en su caso.

El ensayo SPT está especialmente indicado para suelos granulares, y sus resultados, a través de las correlaciones pertinentes, permiten estimar la carga de hundimiento de cimentaciones superficiales o profundas, así como estimar asientos, bien directamente, bien por medio de otras correlaciones con el módulo de deformación.

Aunque también existen relaciones empíricas entre los resultados del ensayo y la resistencia de los suelos cohesivos, deben emplearse con gran prudencia y considerarse simplemente orientativa la información que proporciona el SPT en arcillas y rocas blandas.

En la estimación de cargas de hundimiento de cimentaciones profundas con la punta en formaciones arenosas calcáreas, especialmente si su origen es orgánico (conchífero, coralino, etc.) los resultados del SPT podrían quedar del lado de la inseguridad. En estos casos, resulta recomendable emplear criterios adaptados a la experiencia local que sobre tales terrenos pueda existir.<sup>3, 4</sup>

---

<sup>3</sup> <http://www.entradas.zonaingenieria.com/2011/03/ensayo-de-penetracion-estandar-spt.html>

<sup>4</sup> JOSEPH E. BOWLES, Foundation Analysis and Design, New York, 4ta Edición, The McGraw-Hill, pag.154 - 316

## **CAPITULO 4: CLASIFICACION DE SUELOS**

### **4.1 INTRODUCCION**

El objetivo de la clasificación de suelos es de ordenarlos en grupos en base a su granulometría, esto nos facilita la comparación de sus propiedades entre distintos tipos de suelos.

Existen dos métodos estándar de clasificación se suelos según su granulometría que son:

- Sistema de clasificación según AASHTO (Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte). La clasificación AASHTO se usa en vías.
- Sistema de clasificación según SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). La clasificación SUCS se usa para cimentaciones.<sup>1</sup>

#### **4.1.1 S.U.C.S (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)**

Fue Arthur Casagrande quien en 1942 ideó este sistema genérico de clasificación de suelos, q fue empleado por el Cuerpo de Ingenieros del ejército de los EE.UU. para la construcción de pistas de aterrizaje durante la II Guerra Mundial.

Diez años más tarde, y vista la gran utilidad de este sistema en Ingeniería Civil, fue adoptado tentativamente por el Departamento de Ingeniería de los EE.UU. en

---

<sup>1</sup> <http://civilgeeks.com/2011/11/29/clasificacion-de-los-suelos-por-el-tamano-de-sus-particulas/>

1942 y definitivamente presentado a la ASCE en 1948 (Casagrande 1932,1948). La U.S.Army Corps of Engineers comenzó a emplearla en 1953 en tanto que fue ligeramente modificado por el *Bureau of Reclamation* en 1974, naciendo el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); este sistema fue adoptado por la ASTM (American Society of Testing Materials) como parte de sus métodos normalizados.<sup>2</sup>

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS (IRAM 10509 y ASTM D 2487 y 2488) es el de uso más extendido en la práctica geotécnica. Está basado en el análisis granulométrico y en los límites de Atterberg (límites líquido y plástico) de los suelos.<sup>3</sup>

Dicha clasificación se vale de unos símbolos de grupo, consistentes en un prefijo que designa la composición del suelo y un sufijo que matiza sus propiedades. En el siguiente esquema se muestran dichos símbolos y su significación:

<b>SIMBOLOS DE GRUPO (SUCS)</b>			
<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>PREFIJO</b>	<b>SUBGRUPO</b>	<b>SUFIJO</b>
Grava	G	Bien graduado	W
Arena	S	Pobrementemente graduado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Baja Plasticidad	L
Turba	Pt	Alta Plasticidad	H

Tabla 7. Simbología de los suelos según el SUCS.

<sup>2</sup> CARLOS CRESPO VILLALAZ, *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, 5ta edición, México, Limusa 2004, Cap 6

<sup>3</sup> <http://materias.fi.uba.ar/6408/santamarina.pdf>

En función de estos símbolos, pueden establecerse diferentes combinaciones que definen uno y otro tipo de suelo:

TIPOLOGIA DE SUELOS (SUCS)			
SIMBOLO	Características Generales		
GW	GRAVAS (>50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos < 5%)	Bien graduadas
GP			Pobrementemente graduadas
GM		Con finos (Finos >12%)	Componente limoso
GC			Componente arcilloso
SW	ARENAS (<50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos < 5%)	Bien graduadas
SP			Pobrementemente graduadas
SM		Con finos (Finos >12%)	Componente limoso
SC			Componente arcilloso
ML	LIMOS	Baja Plasticidad (LL<50)	
MH		Alta Plasticidad ( LL<50)	
CL	ARCILLAS	Baja Plasticidad (LL<50)	
CH		Alta Plasticidad ( LL<50)	
OL	SUELOS ORGANICOS	Baja Plasticidad (LL<50)	
OH		Alta Plasticidad ( LL<50)	
Pt	TURBA	Suelos altamente orgánicos	

Tabla 8. Tipología de Suelos.

Como puede deducirse de la anterior tabla, existe una clara distinción entre tres grandes grupos de suelos:

**4.1.1.1 Suelos de grano grueso (G y S):** Formados por gravas arenas con menos del 50% de contenido en finos, empleando el tamiz #200 (0.075 mm).

**4.1.1.2 Suelos de grano fino (M y C):** Formados por suelos con al menos un 50% de contenido en limos y arcillas.

**4.1.1.3 Suelos orgánicos (O, Pt):** Constituidos fundamentalmente por materia orgánica. Son inservibles como terreno de cimentación.

Asimismo, dentro de la tipología expuesta pueden existir casos intermedios, empleándose una doble nomenclatura; por ejemplo, una grava bien graduada que contenga entre un 5% y un 12% de finos se clasificará como GW-GM.

Tras un estudio experimental de diferentes muestras de suelos de grano fino, Casagrande consigue ubicarlos en un diagrama que relaciona el límite líquido (LL) con el índice de plasticidad (Ip). En este diagrama, conocido como la **carta de Casagrande** de los suelos cohesivos, destacan grandes líneas que actúan a modo de límites:

Línea A:  $IP = 0.73 (LL - 20)$

Línea B:  $LL = 50$ .<sup>4</sup>

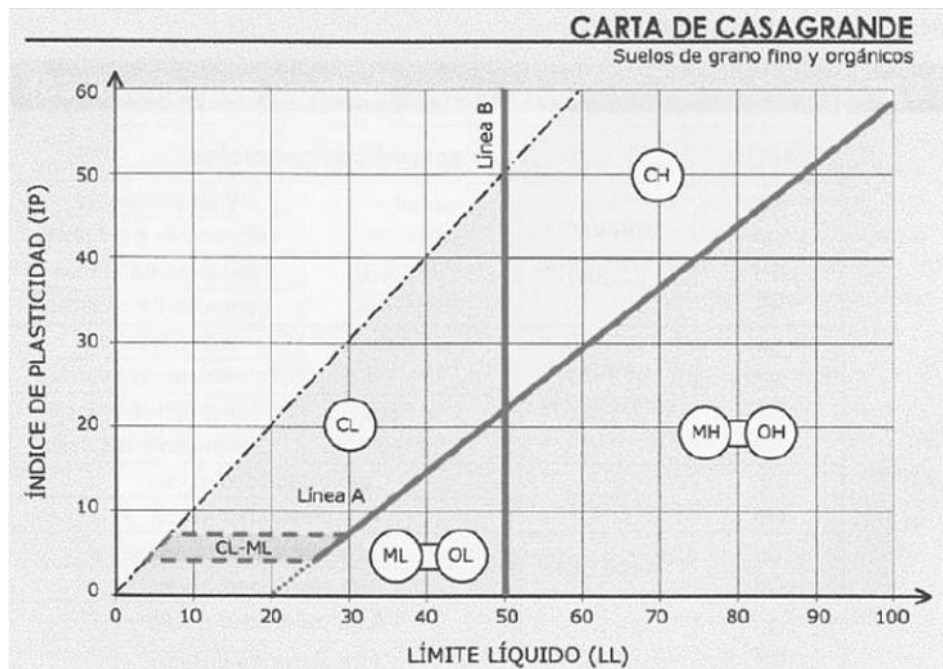


Figura 28. Carta de Plasticidad S.U.C.S.

<sup>4</sup> [http://sirio.ua.es/proyectos/manual\\_%20carreteras/02010103.pdf](http://sirio.ua.es/proyectos/manual_%20carreteras/02010103.pdf)

Criterios para la asignación de símbolos de grupo y nombre de grupo con el uso de ensayos de laboratorio		Clasificación de suelos	
		Símbolo de grupo	Nombre del grupo
Gravas Mas del 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4	Gravas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3$	GW Grava bien graduada
		$C_u < 4$ y $1 < C_c > 3$	GP Grava mal graduada
		P < 4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM Grava limosa
		IP > 7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC Grava arcillosa
		Cumple los criterios para GW y GM	GW-GM Grava bien graduada con limo
		Cumple los criterios para GW y GC	GW-GC Grava bien graduada con arcilla
		Cumple los criterios para GP y GM	GP-GM Grava mal graduada con limo
		Cumple los criterios para GP y GC	GP-GC Grava mal graduada con arcilla
		$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3$	SW Arena bien graduada
		$C_u < 6$ y $1 < C_c > 3$	SP Arena mal graduada
Arenas El 50% o mas de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Arenas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	P < 4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	SM Arena limosa
		IP > 7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC Arena arcillosa
		Cumple los criterios para SW y SM	SW-SM Arena bien graduada con limo
		Cumple los criterios para SW y SC	SW-SC Arena bien graduada con arcilla
		Cumple los criterios para SP y SM	SP-SM Arena mal graduada con limo
		Cumple los criterios para SP y SC	SP-SC Arena mal graduada con arcilla
Limos y arcillas Limite Liquido menor que 50	Inorgánicos	IP > 7 y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CL Arcilla de baja plasticidad
		P < 4 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	ML Limo de baja plasticidad
Suelos de partículas finas El 60% o mas pasa la malla No. 200	Orgánicos	Limite liquido - secado al horno limite liquido - no secado	OL Arcilla orgánica Limo orgánico
		IP > 7 y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH Arcilla de alta plasticidad
		P < 4 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH Limo de alta plasticidad
		Limite liquido - secado al horno limite liquido - no secado	OH Arcilla orgánica Limo orgánica
Suelos altamente orgánicos	Principalmente materia orgánica de color oscuro	PT	Turba

Figura 29. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

El SUCS está basado en el análisis granulométrico y los límites de Atterberg. El tamaño de las partículas determina la naturaleza de las fuerzas que gobiernan el comportamiento de los suelos. Fuerzas de naturaleza eléctrica (fuerzas atractivas y repulsivas de van der Waals) predominan en partículas menores a 75 mm (Tamiz #200).<sup>6</sup>

Desde el punto de vista del diseño, la velocidad de disipación del exceso de presión de poros discrimina entre análisis en condiciones “drenadas” o en condiciones “no drenadas”. Típicamente, las condiciones de carga “drenadas” están asociadas a suelos de grano grueso, en tanto que las de carga “no drenadas”, a suelos de grano fino. Sin embargo, un suelo de grano grueso pero con la presencia de sólo ~10% de finos ve afectada grandemente su permeabilidad, haciendo que su valor cambie en órdenes de magnitud. Consecuentemente, el SUCS tiene un rango del 5% al 12% de contenido de finos que modifica la clasificación de suelos. En efecto, un suelo granular con relación de vacíos  $e \sim 0,6$  colma su espacio intersticial con ~5% a 15% de finos. En la ausencia de finos, el empaquetamiento de granos en suelos gruesos (gravas o arenas) depende del coeficiente de uniformidad

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} ;$$

este determina las máximas y mínimas relaciones de vacío que un determinado suelo granular puede alcanzar. El coeficiente de curvatura

---

<sup>5</sup> [http://www.istram.net/Ayuda\\_ISCEO/KW\\_sucs.html](http://www.istram.net/Ayuda_ISCEO/KW_sucs.html)

<sup>6</sup> JOSEPH E. BOWLES, Foundation Analysis and Design, New York, 4ta Edición, The McGraw-Hill, pag.30 -33

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}}$$

agrega información acerca de la convexidad de la curva granulométrica, indicando la presencia de diámetros extremos.

Por otro lado, los límites de Atterberg son escogidos para clasificar los suelos finos. Los ensayos de límites de consistencia deben ser realizados con el mismo fluido que estará involucrado durante la vida útil del proyecto ya que diferentes iones y concentraciones afectan la capa difusa y las fuerzas de repulsión.<sup>7</sup>

#### **4.1.2 AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte)**

El sistema de la AASHTO (AASHTO M 145-82) fue originalmente desarrollado en los años '20. Está basado en características de estabilidad de los suelos empleados en la construcción de caminos. Se fundamenta en distribución granulométrica, límite líquido y límite plástico. Los tamices estándar #10, #40 y #200 (aberturas de 2 mm; 0,42 mm y 0,075mm respectivamente) son de vital importancia.

El Departamento de Caminos Públicos de USA (Bureau of Public Roads) introdujo en 1929 uno de los primeros sistemas de clasificación, para evaluar los suelos sobre los cuales se construían las carreteras. En 1945 fue modificado y a partir de entonces se le conoce como Sistema AASHO y recientemente AASHTO.

---

<sup>7</sup> <http://materias.fi.uba.ar/6408/santamarina.pdf>

Este sistema describe un procedimiento para clasificar suelos en siete grupos, basado en las determinaciones de laboratorio de granulometría, límite líquido e índice de plasticidad. La evaluación en cada grupo se hace mediante un “índice de grupo”, el cual se calcula por la fórmula empírica:

$$IG = (F - 35) (0,2 + 0.005 (WI - 40)) + 0,01 (F - 15) (IP - 10).$$

Donde:

**F** = Porcentaje que pasa por tamiz No. 200 (0.08 mm)

**WI** = Límite Líquido.

**IP** = Índice de Plasticidad.

Se informa en números enteros y si es negativo se informa igual a 0.

El grupo de clasificación, incluyendo el índice de grupo, se usa para determinar la calidad relativa de suelos de terraplenes, material de subrasante, subbases y bases. Disponiendo de los resultados de los ensayos requeridos, proceda en la Tabla que se muestra a continuación de izquierda a derecha y el grupo correcto se encontrará por eliminación.

El primer grupo desde la izquierda que satisface los datos de ensayo es la clasificación correcta. Todos los valores límites son enteros, si alguno de los datos es decimal, se debe aproximar al entero más cercano.

El valor del índice de grupo debe ir siempre en paréntesis después del símbolo del grupo, como: A-2-6 (3); A-7-5 ( 17), etc.

**Este método define:**

- Grava: material que pasa por 80 mm y es retenido en tamiz de 2 mm.
- Arena gruesa: material comprendido entre 2 mm y 0.5 mm.
- Arena fina: material comprendido entre 0,5 y 0,08 mm.
- Limo arcilla: material que pasa por tamiz 0,08 mm.

El término material granular se aplica a aquellos con 35% o menos bajo tamiz 0,08 mm; limoso a los materiales finos que tienen un índice de plasticidad de 10 o menor; y arcilloso se aplica a los materiales finos que tienen índice de plasticidad 11 o mayor. Materiales limo arcilla contienen más del 35% bajo tamiz 0,08 mm.

Cuando se calcula índices de grupo de los subgrupos A-2-6 y A-2-7, use solamente el término del índice de plasticidad de la fórmula.

Cuando el suelo es NP o cuando el límite líquido no puede ser determinado, el índice de grupo se debe considerar (0).

Si un suelo es altamente orgánico (turba) puede ser clasificado como A-8 sólo con una inspección visual, sin considerar el porcentaje bajo 0,08 mm, límite líquido e índice de plasticidad. Generalmente es de color oscuro, fibroso y olor putrefacto.<sup>8</sup>

---

<sup>8</sup> <http://www.constructorcivil.org/2010/01/sistema-aashto.html>

SISTEMA DE CLASIFICACION AASHTO											
Clasif. General	Suelos Granulares ( $\leq 35$ % pasa 0.08 mm)						Suelos Finos ( $> 35$ % bajo 0.08 mm)				
Grupo	A - 1		A-3	A-3			A - 4	A - 5	A - 6	A - 7	
Sub-Grupo	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6*	A-2-7*			A-7-5**	
2 mm	$\leq 50$										
0.5 mm	$\leq 30$	$\leq 50$	$\geq 51$								
0.08 mm	$\leq 15$	$\leq 25$	$\leq 10$	$\leq 35$			$\geq 36$				
$W_L$				$\leq 40$	$\geq 41$	$\leq 40$	$\geq 41$	$\leq 40$	$\geq 41$	$\leq 40$	$\geq 41$
IP	$\leq 6$		NP	$\leq 10$	$\leq 10$	$\geq 11$	$\geq 11$	$\leq 10$	$\leq 10$	$\geq 11$	$\geq 11$
Descripción	Gravas y Arenas		Arena fina	Gravas y Arenas Limosas y Arcillosas			Suelos Limosos		Suelos Arcillosos		
** A - 7 - 5 : $IP \leq (W_L - 30)$						A - 7 - 6 : $IP > (W_L - 30)$					
$IG = (B/0.08 - 35) (0.2 + 0.005 (W_L - 40)) + (B/0.08 - 15) (IP - 10) * 0.01$											
* Para A - 2 - 6 y A - 2 - 7 : $IG = (B/0.08 - 15) (IP - 10) * 0.01$											

Tabla 9. Sistema de Clasificación AASHTO.

Los ensayos de laboratorio se realizaron con muestras alteradas obtenidas del Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

Los ensayos realizados con estas muestras fueron: Granulometría, Humedad Natural, Límites de Atterberg (líquido, plástico y contracción), y Gravedad Específica. Los resultados obtenidos de estos se muestran a continuación en cuadros resumidos de acuerdo a cada sondeo.

En los cuadros siguientes además se puede observar el perfil estratigráfico del suelo, el número de golpes NSPT (suma del número de golpes de los últimos 30 cm. del sondeo) obtenidos del ensayo, y los Índices de Plasticidad y Consistencia.

## **CAPITULO 5: ENSAYOS DE COMPRESIÓN**

### **5.1 ENSAYO TRIAXIAL**

#### **5.1.1 GENERALIDADES**

El ensayo de compresión triaxial es el más usado para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

Esta prueba es la más común para determinar las propiedades esfuerzo-deformación. Una muestra cilíndrica de un suelo es sometida a una presión de confinamiento en todas sus caras. A continuación se incrementa el esfuerzo axial hasta que la muestra se rompe. Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial y la presión de confinamiento, son los esfuerzos principal mayor y principal menor respectivamente. Al incremento de esfuerzo axial, se denomina esfuerzo desviador.

Su principal finalidad es obtener parámetros del suelo y la relación esfuerzo-deformación a través de la determinación del esfuerzo cortante. Es un ensayo complejo, pero la información que entrega es la más representativa del esfuerzo cortante que sufre una masa de suelo al ser cargada.

El ensayo se divide en dos etapas:

- La primera: en la que la probeta de suelo es sometida a una presión hidrostática de fluido, con esfuerzos verticales iguales a los horizontales. Durante esta etapa, se dice que la probeta es "consolidada" si se permite el drenaje del fluido de los poros.

Alternativamente, si el drenaje no puede ocurrir se dice que la probeta es "no consolidada".

- En la segunda etapa: llamada de aplicación del Esfuerzo Desviador, se incrementan los esfuerzos verticales (desviadores) a través del pistón vertical de carga, hasta la falla. En esta etapa el operador tiene también la opción de permitir el drenaje y por lo tanto eliminar la presión neutra o mantener la válvula correspondiente cerrada sin drenaje. Si la presión neutra es disipada se dice que el ensayo es "drenado", en caso contrario se dice que el ensayo es "no drenado".

Así los ensayos pueden ser clasificados en:

1. **No consolidados-no drenados (UU) o rápidos (Q)**. Se impide el drenaje durante las dos etapas del ensayo.
2. **Consolidados-no drenados (CU) o consolidados-rápidos (RC)**. Se permite el drenaje durante la primera etapa solamente.
3. **Consolidados-drenados (CD) o lentos (S)**. Se permite el drenaje durante todo el ensayo, y no se dejan generar presiones neutras aplicando los incrementos de carga en forma pausada durante la segunda etapa y esperando que el suelo se consolide con cada incremento.<sup>1</sup>

---

<sup>1</sup> [http://icc.ucv.cl/geotecnia/03\\_docencia/02\\_laboratorio/manual\\_laboratorio/triaxial.pdf](http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02_laboratorio/manual_laboratorio/triaxial.pdf)

### 5.1.2 PRINCIPALES ESFUERZOS

En una prueba de compresión cilíndrica, la falla ocurre debido al corte, por ello es necesario considerar la relación entre la resistencia al corte y la tensión normal que actúa sobre cualquier plano dentro del cuerpo a compresión.

En una prueba de compresión, una muestra de suelo está sujeta a fuerzas compresivas que actúa en tres direcciones, en ángulos rectos entre sí, respectivamente; uno en la dirección longitudinal, los otros dos lateralmente. Los tres planos perpendiculares sobre los cuales estas tensiones actúan, son conocidos como los planos principales, y las tensiones como las tensiones principales.<sup>2</sup>

### 5.1.3 CIRCULO DE MORH

Representación gráfica de los estados de esfuerzo de una muestra de suelo, sometida a una prueba de compresión Triaxial.

La construcción grafica, para definir el lugar geométrico de un punto **P**, por medio de círculos, es de gran importancia en la mecánica de suelos. Estas resultantes son conocidas como tensiones de círculo de Mohr, cuya ilustración es la figura

---

<sup>2</sup> CARLOS CRESPO VILLALAZ, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 5ta edición, México, Limusa 2004, Cap.11

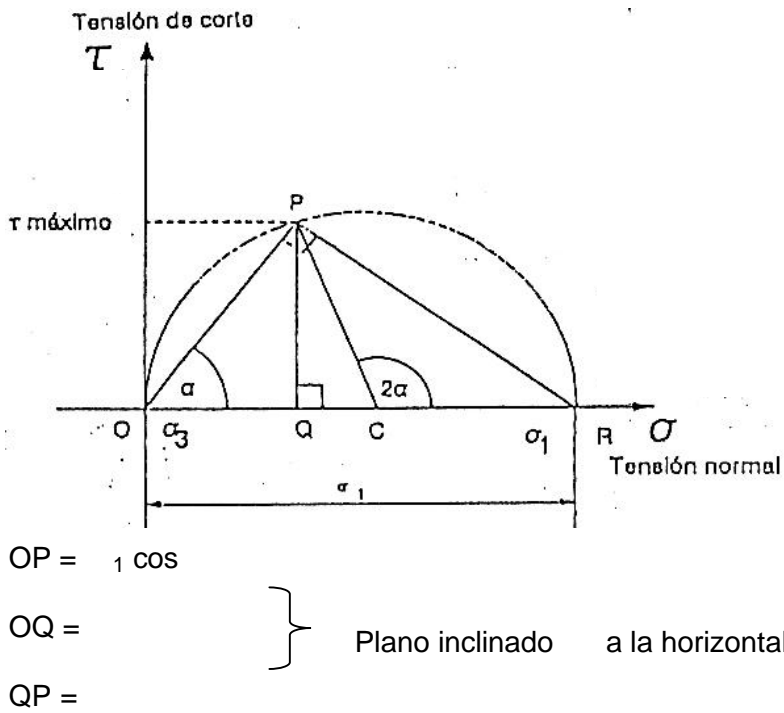


Figura 29. Diagrama de Mohr para compresión uniaxial

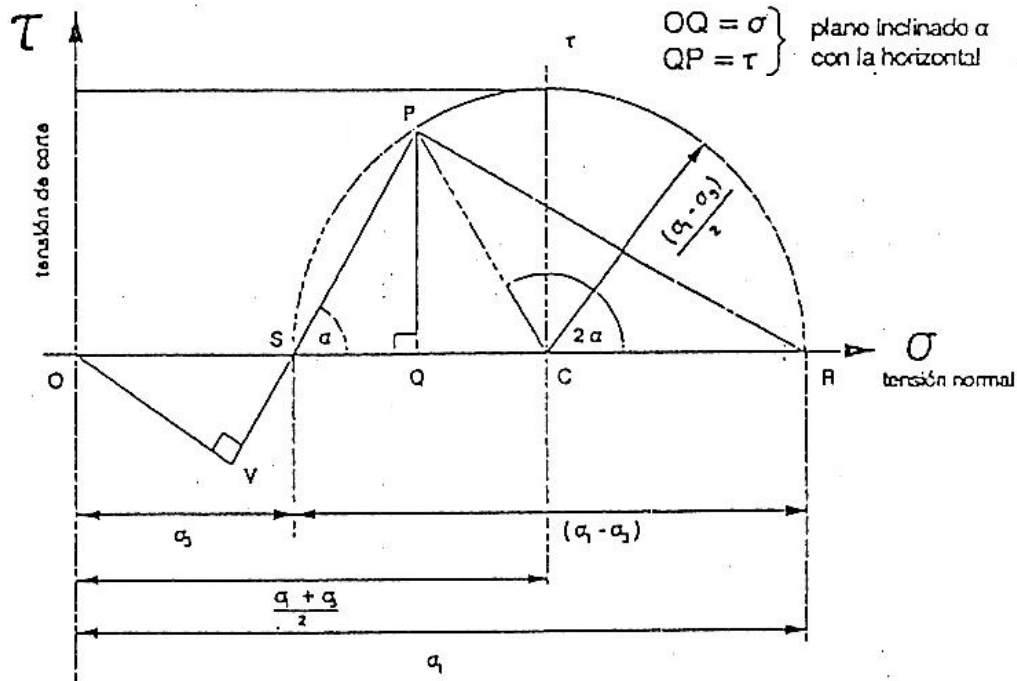


Figura 30. Diagrama de Mohr para compresión Triaxial

En el círculo de Mohr se deben notar los siguientes puntos:

- El eje horizontal representa las tensiones normales, y el eje vertical representa las tensiones de corte, todas dibujadas en la misma escala.
- Los extremos del diámetro del círculo, están definidos por los valores de  $\sigma_3$  y  $\sigma_1$ , medidos desde el origen.
- El punto **P**, tiene por coordenadas las tensiones normales y de corte sobre un plano inclinado en un ángulo con respecto a la horizontal. Alternativamente **P** puede ser encontrado trazando un radio desde el centro **C** a un ángulo  $2\theta$  con respecto a la horizontal. En un plano inclinado de  $\theta$ , la tensión normal es igual a **OQ** y la tensión de corte es igual a **PQ**.
- El diámetro del círculo es igual a  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ , la diferencia de tensiones principales es conocida como “esfuerzo desviador”, y está dada por la formula:

$$d = (\sigma_1 - \sigma_3)$$

- La máxima tensión de corte es representada por el punto **P** (punto más alto del círculo), y es igual al radio.

$$R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$$

- Un plano sobre el cual ocurre la máxima tensión de corte, está inclinado en  $45^\circ$  con respecto a la horizontal.
- El centro del círculo **C**, esta a una distancia:

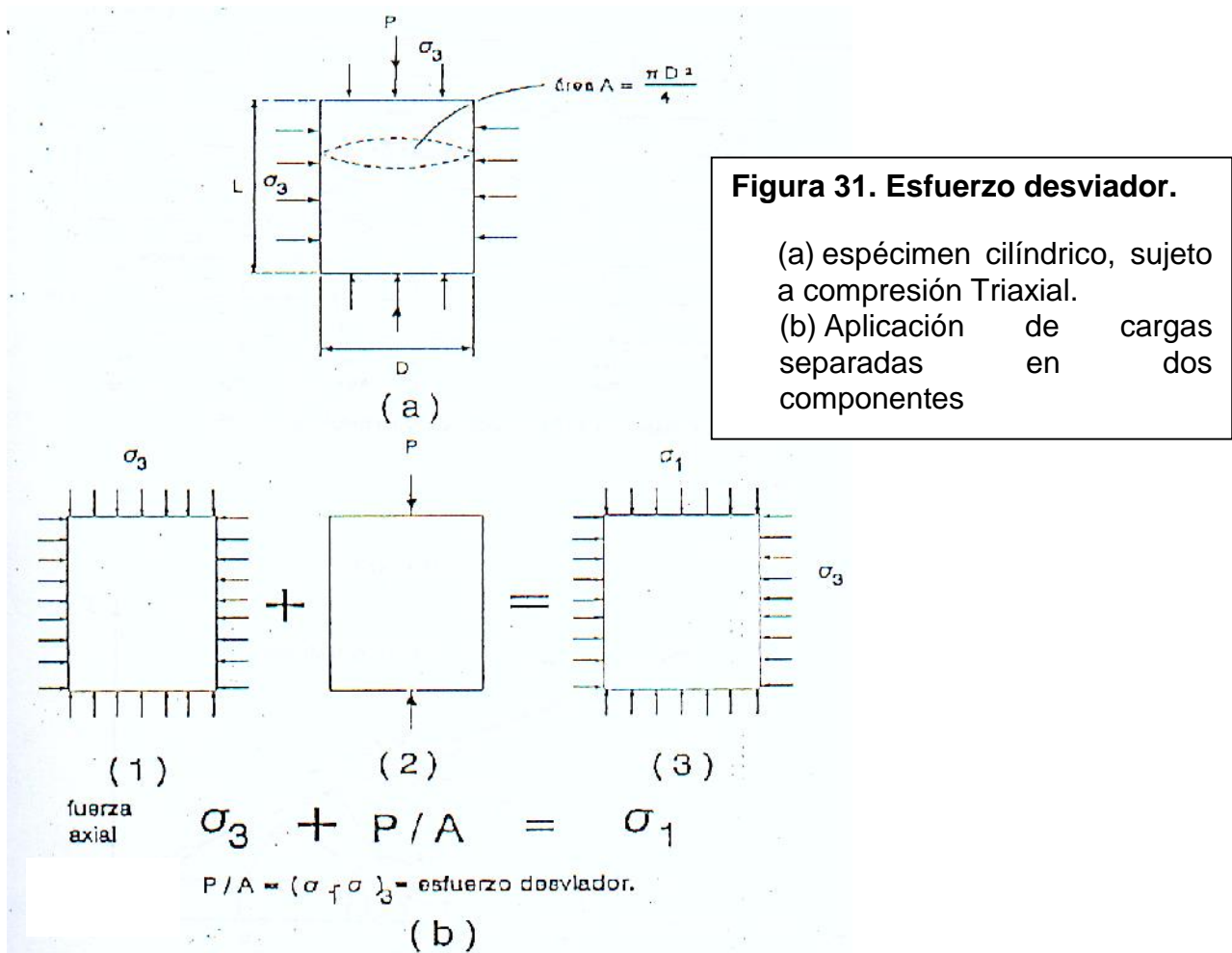
$$OC = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2, \text{ desde el origen}$$

### 5.1.4 ESFUERZO DESVIADOR

Cuando una probeta cilíndrica de longitud  $L$  y diámetro  $D$ , se somete a una prueba de compresión Triaxial, será cargada en dos etapas:

a. Se aplica la presión completa (alrededor de la muestra) denotada por  $\sigma_3$ .

Esta actúa igualmente en todas las direcciones, así las tensiones radial y axial serán igual a  $\sigma_3$ , o ninguna tensión de corte es inducida en la muestra.



b. Una carga axial  $P$  se aplicará desde afuera de la celda y es progresivamente incrementada. La tensión adicional causada por  $P$ , es solamente en la dirección axial y es igual a  $P/A$ .

Finalmente la tensión axial total, denotada por  $\sigma_1$ , es igual a  $(\sigma_3 + P/A)$ , es decir:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + P/A$$

Esta ecuación puede ser ordenada de la siguiente manera:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = P/A$$

La diferencia de las tensiones principales  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  se conoce con el nombre de esfuerzo desviador.

En una prueba la presión de la celda  $\sigma_3$ , es mantenida constante a un valor dado, mientras que la tensión desviadora es gradualmente incrementada.

Generalmente la tensión de falla estará representada por el máximo de la tensión de desviación.<sup>3</sup>

### 5.1.5 ENSAYO NO DRENADO NO CONSOLIDADO

A este ensayo se lo denomina también ensayo rápido donde no se permite en ningún momento el drenaje. La probeta no es consolidada, por lo tanto no se disipa la presión de poros durante la aplicación de la presión isotrópica de cámara  $\sigma_3$  en la etapa de saturación.

---

<sup>3</sup> <http://www3.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/mecanica9.htm>

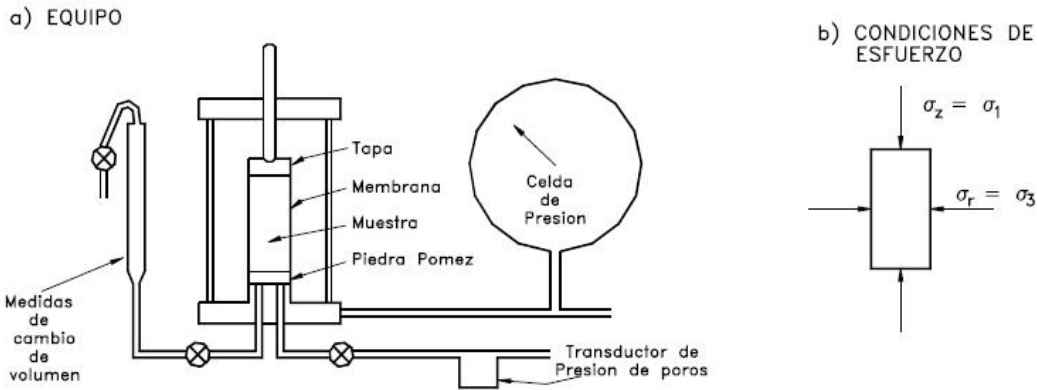


Figura 32. Equipo de ensayo Triaxial.

Después de establecer la presión de confinamiento en la cámara, se conecta la prensa para aplicar la carga axial, se deben tomar lecturas de los deformímetros de deformación y de carga a intervalos regulares, de este último hasta que se produzca la falla o hasta que la deformación alcance un valor considerable (aproximadamente 20%). El incremento del esfuerzo desviador es bastante rápido, lo que permite que no se disipe la presión de poros y los resultados puedan solo expresarse en términos de esfuerzo total. La duración del ensayo es de 10 a 15 minutos.

Este ensayo se usa para determinar el parámetro de resistencia no drenado  $c_u$  y es adecuado para arcillas saturadas. En condiciones no drenadas, los suelos saturados presentan un esfuerzo de corte crítico que tiende a mantenerse constante para cualquier valor del esfuerzo normal. Un aumento en el esfuerzo axial ocasiona un aumento semejante en la presión de poros, por lo tanto el esfuerzo efectivo normal permanece constante. En una serie de ensayos no drenados efectuados bajo esfuerzos desviadores diferentes en probetas saturadas con el mismo suelo, los círculos de esfuerzos de Mohr para la combinación de esfuerzos de falla describirán la envolvente

de falla no drenada como se muestra en la Figura. La intersección de la envolvente con el eje de corte define el valor de la cohesión no drenada del suelo ( $c_u$ ). Este parámetro de resistencia del suelo aparentemente es constante. Sin embargo, se deben notar dos condiciones importantes relacionadas con cualquier valor observado de  $c_u$ . Primero el valor es relevante sólo para una masa de suelo sin drenado y segundo que el valor solo corresponde para un determinado contenido de humedad y volumen específico, por lo que se obtendrá un valor distinto para un diferente contenido de humedad y volumen específico.

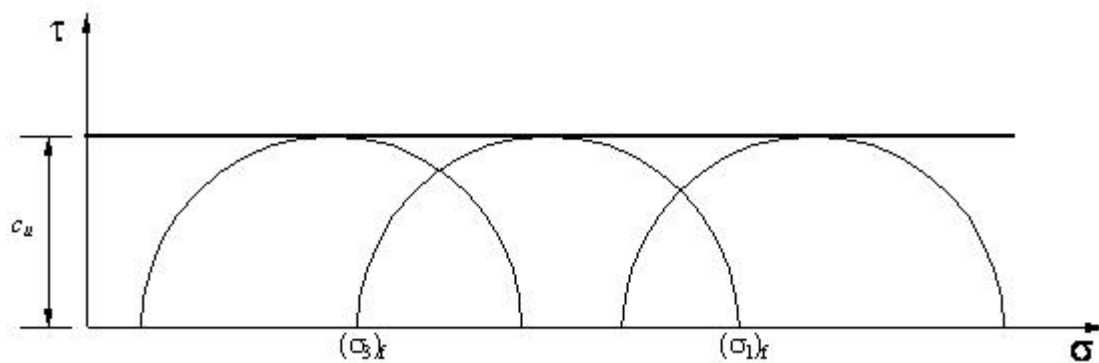


Figura 33. Envolvente de falla no drenada resultante del triaxial UU.

El esfuerzo principal menor en la falla  $(\sigma_3)_f$ , es la presión registrada en la cámara triaxial al momento de la falla. Teniendo los esfuerzos principales se grafica el círculo de Mohr de esfuerzos. Aunque basta con obtener un círculo de esfuerzo, es conveniente realizar diversos ensayos (como mínimo 3) para trazar la envolvente de falla con la cual puede determinarse el parámetro de resistencia no drenado.<sup>4</sup>

<sup>4</sup> <http://www.ingenierocivilinfo.com/2011/03/suelos-ensayo-triaxial-no-consolidado.html>

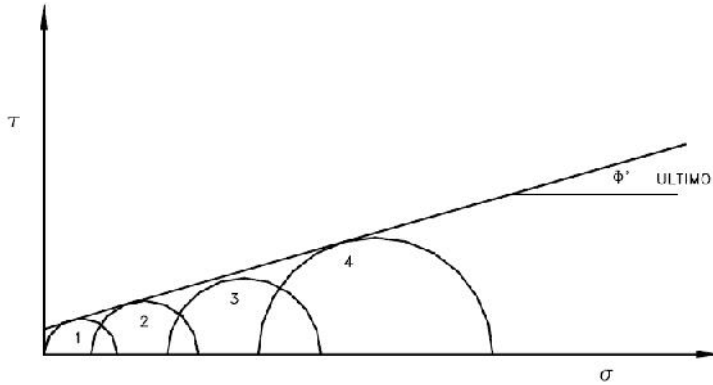


Figura 34. Círculos de Mohr obtenidos del ensayo triaxial y obtención del ángulo de fricción  $\phi'$ .

La modelación o representación matemática del fenómeno de falla al cortante en un deslizamiento se realiza utilizando las teorías de la resistencia de materiales.

Las rocas y los suelos al fallar al corte se comportan de acuerdo a las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación generalizada de Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi' \quad (\text{Para suelos saturados})$$

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi' + (\mu - \mu_a) \tan \phi'' \quad (\text{para suelos parcialmente saturados})$$

Donde:

$\tau$  = Esfuerzo de resistencia al corte

$c'$  = Cohesión o cementación efectiva

$\sigma$  = Esfuerzo normal total

$\mu$  = Presión del agua intersticial o de poros

$\mu_a$  = Presión del aire intersticial

$\phi'$  = Ángulo de fricción interna del material

$\phi''$  = Ángulo de fricción del material no saturado.

El análisis de la ecuación de Coulomb requiere predefinir los parámetros, ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo.

La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo dependiendo de las presiones internas o de poros de acuerdo a la ecuación de Coulomb, en la cual el factor  $u$  está restando al valor de la presión normal. La presión resultante se le conoce con el nombre de presión efectiva  $\sigma'$

$$\sigma' (\text{Presión efectiva}) = \sigma - \mu$$

$\phi$  = Angulo de fricción para presiones efectivas.

$c'$  = Cohesión para presiones efectivas.

#### **5.1.5.1 Angulo de Fricción**

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

Coeficiente de rozamiento =  $\tan \phi$

#### **5.1.5.2 Cohesión**

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo.<sup>5</sup>

La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación, mientras que en la física este término se utiliza para representar la tensión.

---

<sup>5</sup> BRAJA M. DAS, Advanced Soil Mechanics, Third Edition, pag. 379 - 382

En suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina Suelos no Cohesivos.<sup>6</sup>

## **5.2 ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE**

### **5.2.1 GENERALIDADES**

El ensayo de compresión no confinada, también conocido con el nombre de ensayo de compresión simple o ensayo de compresión uniaxial, es muy importante en Mecánica de Suelos, ya que permite obtener un valor de carga última del suelo, el cual, se relaciona con la resistencia al corte del suelo y entrega un valor de carga que puede utilizarse en proyectos que no requieran de un valor más preciso, ya que entrega un resultado conservador. Este ensayo puede definirse en teoría como un caso particular del ensayo triaxial.

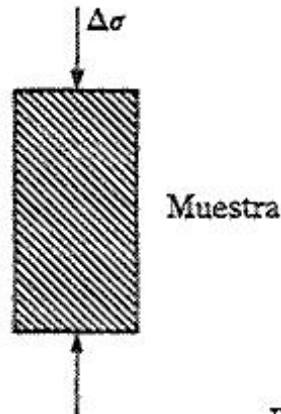
Esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a una muestra de suelo, obviado la etapa previa de presión hidrostática que se aplicaba en la anterior Prueba Triaxial.

Debido a la compleja y variable naturaleza de los suelos, en especial en lo referido a la resistencia al esfuerzo cortante, existen muchos métodos de ensayo para evaluar sus características. Aún cuando se utilizan otros métodos más representativos, como el triaxial, el ensayo de compresión simple cumple el objetivo buscado, sin tener que

---

<sup>6</sup> <http://ocw.uis.edu.co/ingenieria-civil/estabilidad-de-taludes>

hacer un método tan complejo ni usar un equipo que a veces puede ser inaccesible, lo que significa menor costo.



### 5.2.2 OBJETIVOS

- Determinar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo con el objeto de valorar la carga que puede actuar sobre el sin provocar la falla de su masa.
- Definir adecuadamente los parámetros de resistencia (Resistencia a la compresión no confinada ( $q_u$ ) y Cohesión ( $c$ )).
- Interpretar debidamente el tipo de falla que sufrió el material conforme a sus características.
- Comparar los valores obtenidos para un mismo suelo sujeto a diferentes ensayos de resistencia.<sup>7</sup>

Este ensayo se realiza con el fin de determinar la resistencia o esfuerzo último de un suelo cohesivo a la compresión no confinada, mediante la aplicación de una carga axial

---

<sup>7</sup> <http://www.slideshare.net/rns238/prueba-de-compresion-simple-o-inconfinada-p-d-f>

con control de deformación y utilizando una muestra de suelo inalterada tallada en forma de cilindro, generalmente con una relación alto/diámetro igual a 2.<sup>8</sup>

**Resistencia a la compresión no confinada (qu):** mínimo esfuerzo compresivo necesario para romper una muestra no confinada de suelo, de forma cilíndrica, en condiciones normalizadas.

En este método la resistencia a la compresión no confinada se toma como la máxima carga alcanzada por unidad de área durante el ensayo, o la carga por unidad de área cuando se alcanza el 20% de deformación axial, lo que ocurra primero durante la ejecución de un ensayo.<sup>9</sup>

<b>CORRELACION ENTRE qu-N(SPT) (Terzaghi y Peck 1967)</b>		
<b>Consistencia</b>	<b>N-SPT</b>	<b>qu (Kpa)</b>
Muy blanda	< 2	< 25
Blanda	2 - 4	25 - 50
Media	4 - 8	50 - 100
Rigida	8 - 15	100 - 200
Muy rigida	15 - 30	200 - 400
Dura	> 30	> 400

Tabla 10. Cuadro de Correlación entre qu – N-SPT <sup>10</sup>

<sup>8</sup> CARLOS CRESPO VILLALAZ, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 5ta edición, México, Limusa 2004, Cap.11

<sup>9</sup> <http://www.unalmed.edu.co/~geotecni/GG-16.pdf>

<sup>10</sup> <http://www.ejge.com/2011/Ppr11.120/Ppr11.120alr.pdf>

### 5.2.3. PROCEDIMIENTO

#### Preparación de las Muestras Inalteradas

- Cortar de la muestra inalterada obtenida de la profundidad deseada un prisma de 12 cm de longitud.
- Con un cuchillo y la ayuda de un estilete se talla la muestra hasta obtener un cilindro de 4.7 cm de base y 9.5 cm de altura.
- La muestra obtenida del tallado se debe proteger del secado, para obtener al final del ensayo su contenido de humedad.
- Colocar las muestras en recipientes húmedos o dejarlas en el cuarto de humedad para prevenir su desecamiento mientras se espera turno para la máquina de compresión.
- Alinear cuidadosamente la muestra en la máquina de compresión. Si los extremos no son perfectamente perpendiculares al eje del espécimen, la parte inicial de la curva de esfuerzo – deformación unitaria será plana (hasta que el área total de la muestra contribuya a la resistencia al esfuerzo, las deformaciones unitarias serán demasiado grandes para el esfuerzo calculado).
- Establecer el cero en el equipo de carga (bien sea un deformímetro de carátula para registrar la deformación del anillo de carga o un DVM si se utiliza una célula de carga electrónica). En este momento es necesario aplicar una carga muy pequeña sobre la muestra (del orden de una unidad del deformímetro de carga, o quizá 0.5 Kg. para una celda de carga).

- Calcular la densidad y el contenido de humedad (%h) de las muestras.<sup>11</sup>

#### 5.2.4. CALCULOS

Se efectúan los cálculos de esfuerzo y deformación unitaria axial, de forma que se pueda dibujar una curva esfuerzo-deformación unitaria, para obtener el máximo esfuerzo (a menos que ocurra primero el 20% de la deformación unitaria) que se toma como la resistencia a la compresión no confinada ( $q_u$ ) del suelo.

La curva esfuerzo-deformación unitaria se dibuja para obtener un valor "promedio" de  $q_u$  mayor, para tomar simplemente el valor máximo de esfuerzo. La Deformación Unitaria (  $\epsilon$  ) se calcula como se muestra a continuación:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_o}$$

Donde:

$L$  = deformación total de la muestra (axial), mm

$L_o$  = long. original de la muestra, en mm.

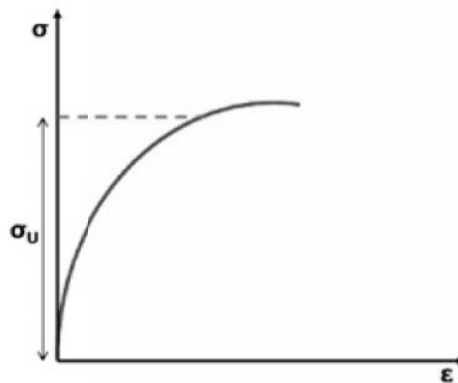


Figura 35. Curva Esfuerzo – Deformación.

<sup>11</sup> BRAJA M. DAS, Advanced Soil Mechanics, Third Edition, pag. 382 - 383

De acuerdo a la construcción realizada en el Círculo de Mohr, es evidente que la Cohesión(c) de una muestra de suelo puede ser calculada mediante la siguiente expresión:

$$c = \frac{qu}{2}$$

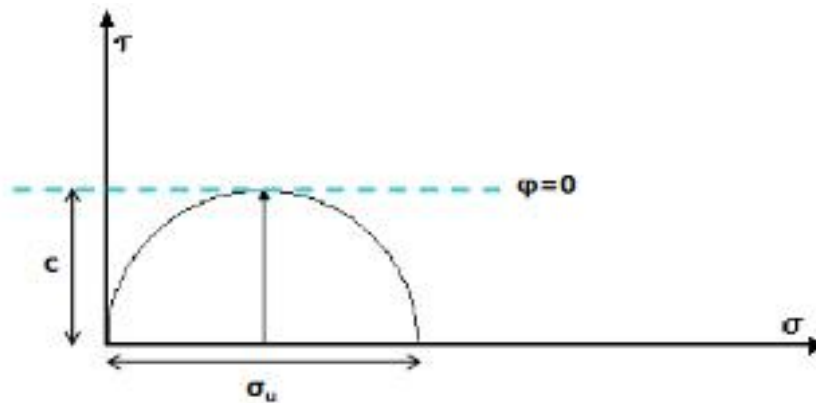


Figura 35. Cohesión de un suelo puramente cohesivo.

El esfuerzo instantáneo (q ó ) del ensayo, sobre la muestra se calcula como:

Donde:

$$q = \frac{P}{A'}$$

P = carga sobre la muestra en cualquier instante para el correspondiente valor de L.

A' = área de la sección transversal de la muestra para la carga correspondiente P.<sup>12</sup>

Se debe corregir el área sobre la cual actúa la carga

$$A' = \frac{Am}{1 - \varepsilon}$$

$$Am = \frac{As + 4Ac + Ai}{6}$$

<sup>12</sup> <http://www.constructorcivil.org/2010/04/ensayo-de-compresion-simple.html>

Donde:

$A_m$  = Area media.

= deformación unitaria.

$D_c$  = Area superior;  $D_c$ = Area central;  $D_i$  = Area inferior.

### **5.2.5 POSIBLES ERRORES QUE PUEDEN OCURRIR**

- La elección de la magnitud de los incrementos de carga aplicados o de la velocidad de aplicación de la carga, pueden influir en la forma de la curva esfuerzo – deformación y el valor de la resistencia última.
- El tallado de la muestra y la prueba deben realizarse en un cuarto en donde no haya una temperatura muy alta, para evitar evaporación del agua contenida en la muestra.
- Por un ajuste impropio de la base o el cabezal con la muestra pueden tenerse errores en las lecturas del extensómetro y en la verticalidad de la muestra.<sup>13</sup>

---

<sup>13</sup> <http://www.slideshare.net/rns238/prueba-de-compresion-simple-o-inconfinada-p-d-f>

**CAPITULO 6 : INTERPRETACION DE RESULTADOS**

**6.1. CLASIFICACION DE SUELOS**

REGISTRO: PERFORACION 1

NIVEL FREATICO: 2,5 m

COORDENADAS: Latitud: 0° 52,991' N  
 Longitud: 79° 49,326' O  
 Altitud: 8,6 m

Prof. (m)	N1	N2	N3	NSPT	W %	GRANULOMETRIA %PASA				LIMITES					SUSC	AASHTO	IG	RESUMEN GRAFICO DEL ESTUDIO																						
						4	10	40	200	LL	LP	Ip	Lc	Ic																										
0,0-0,5	3	6	8	14	40,5	99	99	97	96	74	31	43	13	61	CH	A-7-5	49	<table border="1"> <caption>RESUMEN GRAFICO DEL ESTUDIO</caption> <thead> <tr> <th>PROFUNDIDAD (m)</th> <th>NSPT</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,5</td><td>14</td></tr> <tr><td>1</td><td>13</td></tr> <tr><td>1,5</td><td>13</td></tr> <tr><td>2</td><td>15</td></tr> <tr><td>2,5</td><td>10</td></tr> <tr><td>3</td><td>8</td></tr> <tr><td>3,5</td><td>11</td></tr> <tr><td>4</td><td>12</td></tr> <tr><td>4,5</td><td>7</td></tr> <tr><td>5</td><td>8</td></tr> </tbody> </table>	PROFUNDIDAD (m)	NSPT	0,5	14	1	13	1,5	13	2	15	2,5	10	3	8	3,5	11	4	12	4,5	7	5	8
PROFUNDIDAD (m)	NSPT																																							
0,5	14																																							
1	13																																							
1,5	13																																							
2	15																																							
2,5	10																																							
3	8																																							
3,5	11																																							
4	12																																							
4,5	7																																							
5	8																																							
0,5-1,0	3	6	7	13	39,6	98	98	97	97	77	31	46	12	65	CH	A-7-5	53																							
1,0-1,5	5	6	7	13	34,6	100	0	100	100	65	31	34	12	53	CH	A-7-5	41																							
1,5-2,0	6	7	8	15	39,0	100	100	100	100	65	30	35	12	53	CH	A-7-5	42																							
2,0-2,5	3	4	6	10	40,9	100	100	100	100	81	35	46	11	70	CH	A-7-5	57																							
2,5-3,0	3	4	4	8	50,5	100	100	100	99	82	34	48	11	71	CH	A-7-5	59																							
3,0-3,5	3	5	6	11	50,7	100	100	100	100	74	31	43	12	62	CH	A-7-5	52																							
3,5-4,0	4	6	6	12	56,0	100	100	100	99	84	35	49	13	71	CH	A-7-5	60																							
4,0-4,5	4	3	4	7	66,1	100	100	99	99	77	34	43	13	64	CH	A-7-5	53																							
4,5-5,0	3	4	4	8	58,4	100	100	98	87	86	35	51	12	74	CH	A-7-5	52																							

CH : Arcilla inorganica de color café verdoso, de alta plasticidad.

A-7-5: Se incluyen en este subgrupo los suelos con un índice de plasticidad moderado en relación con el límite líquido y que pueden ser altamente compresibles, además de estar sujetos a importantes cambios de volumen.

REGISTRO: PERFORACION 2

NIVEL FREATICO: 4 m

COORDENADAS: Latitud: 0° 52,984' N  
 Longitud: 79° 49,318' O  
 Altitud: 8,9 m

Prof. (m)	N1	N2	N3	NSPT	W %	GRANULOMETRIA %PASA				LIMITES					SUSC	AASHTO	IG	RESUMEN GRAFICO DEL ESTUDIO																						
						4	10	40	200	LL	LP	Ip	Lc	Ic																										
0,0-0,5	3	4	7	11	42,0	99	99	96	88	64	31	33	12	52	CH	A-7-5	34	<table border="1"> <caption>RESUMEN GRAFICO DEL ESTUDIO</caption> <thead> <tr> <th>PROFUNDIDAD (m)</th> <th>NSPT</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,0-0,5</td><td>34</td></tr> <tr><td>0,5-1,0</td><td>31</td></tr> <tr><td>1,0-1,5</td><td>44</td></tr> <tr><td>1,5-2,0</td><td>43</td></tr> <tr><td>2,0-2,5</td><td>54</td></tr> <tr><td>2,5-3,0</td><td>37</td></tr> <tr><td>3,0-3,5</td><td>58</td></tr> <tr><td>3,5-4,0</td><td>32</td></tr> <tr><td>4,0-4,5</td><td>51</td></tr> <tr><td>4,5-5,0</td><td>45</td></tr> </tbody> </table>	PROFUNDIDAD (m)	NSPT	0,0-0,5	34	0,5-1,0	31	1,0-1,5	44	1,5-2,0	43	2,0-2,5	54	2,5-3,0	37	3,0-3,5	58	3,5-4,0	32	4,0-4,5	51	4,5-5,0	45
PROFUNDIDAD (m)	NSPT																																							
0,0-0,5	34																																							
0,5-1,0	31																																							
1,0-1,5	44																																							
1,5-2,0	43																																							
2,0-2,5	54																																							
2,5-3,0	37																																							
3,0-3,5	58																																							
3,5-4,0	32																																							
4,0-4,5	51																																							
4,5-5,0	45																																							
0,5-1,0	3	5	7	12	44,8	94	92	91	91	59	30	29	12	47	CH	A-7-5	31																							
1,0-1,5	5	7	9	16	38,2	100	100	100	96	69	31	38	12	57	CH	A-7-5	44																							
1,5-2,0	4	7	8	15	37,4	100	100	100	99	67	31	36	13	54	CH	A-7-5	43																							
2,0-2,5	4	5	8	13	40,3	100	100	100	99	78	33	45	12	66	CH	A-7-5	54																							
2,5-3,0	6	7	7	14	45,3	94	94	93	90	67	33	34	13	54	CH	A-7-5	37																							
3,0-3,5	4	4	5	9	41,5	100	100	100	99	83	35	48	13	70	CH	A-7-5	58																							
3,5-4,0	2	3	5	8	45,7	100	100	100	93	59	30	29	13	46	CH	A-7-5	32																							
4,0-4,5	4	6	8	14	59,5	100	100	99	95	79	34	45	13	66	CH	A-7-5	51																							
4,5-5,0	5	5	8	13	52,9	100	100	100	98	68	30	38	13	55	CH	A-7-5	45																							

CH : Arcilla inorganica de color café verdoso, de alta plasticidad.

A-7-5: Se incluyen en este subgrupo los suelos con un índice de plasticidad moderado en relación con el límite líquido y que pueden ser altamente compresibles, además de estar sujetos a importantes cambios de volumen.

REGISTRO: PERFORACION 3

NIVEL FREATICO: 2,5 m

COORDENADAS: Latitud: 0° 53,016' N  
 Longitud: 79° 99,297' O  
 Altitud: 8,5 m

Prof. (m)	N1	N2	N3	NSPT	W %	GRANULOMETRIA %PASA				LIMITES					SUSC	AASHTO	IG	RESUMEN GRAFICO DEL ESTUDIO																						
						4	10	40	200	LL	LP	Ip	Lc	Ic																										
0,0-0,5	3	3	6	9	32,1	100	100	97	87	67	29	38	13	54	CH	A-7-6	38	<table border="1"> <caption>RESUMEN GRAFICO DEL ESTUDIO</caption> <thead> <tr> <th>Profundidad (m)</th> <th>NSPT</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,0-0,5</td><td>9</td></tr> <tr><td>0,5-1,0</td><td>10</td></tr> <tr><td>1,0-1,5</td><td>13</td></tr> <tr><td>1,5-2,0</td><td>14</td></tr> <tr><td>2,0-2,5</td><td>13</td></tr> <tr><td>2,5-3,0</td><td>12</td></tr> <tr><td>3,0-3,5</td><td>13</td></tr> <tr><td>3,5-4,0</td><td>14</td></tr> <tr><td>4,0-4,5</td><td>8</td></tr> <tr><td>4,5-5,0</td><td>10</td></tr> </tbody> </table>	Profundidad (m)	NSPT	0,0-0,5	9	0,5-1,0	10	1,0-1,5	13	1,5-2,0	14	2,0-2,5	13	2,5-3,0	12	3,0-3,5	13	3,5-4,0	14	4,0-4,5	8	4,5-5,0	10
Profundidad (m)	NSPT																																							
0,0-0,5	9																																							
0,5-1,0	10																																							
1,0-1,5	13																																							
1,5-2,0	14																																							
2,0-2,5	13																																							
2,5-3,0	12																																							
3,0-3,5	13																																							
3,5-4,0	14																																							
4,0-4,5	8																																							
4,5-5,0	10																																							
0,5-1,0	4	4	6	10	39,2	100	100	95	95	58	29	29	13	45	CH	A-7-6	33																							
1,0-1,5	5	6	7	13	40,5	100	100	99	99	58	29	29	13	45	CH	A-7-6	34																							
1,5-2,0	6	6	8	14	41,1	100	100	100	92	65	30	35	12	53	CH	A-7-5	38																							
2,0-2,5	7	5	8	13	46,1	100	100	100	99	73	31	42	12	61	CH	A-7-5	50																							
2,5-3,0	5	5	7	12	48,1	100	100	100	94	66	30	36	12	54	CH	A-7-5	40																							
3,0-3,5	7	6	7	13	56,5	100	100	100	98	75	32	43	11	64	CH	A-7-5	51																							
3,5-4,0	5	7	7	14	58,0	100	100	100	99	75	35	40	12	63	CH	A-7-5	49																							
4,0-4,5	5	4	4	8	63,4	100	100	100	99	79	32	47	12	67	CH	A-7-5	56																							
4,5-5,0	4	5	5	10	67,5	100	100	100	97	74	35	39	13	61	CH	A-7-5	47																							

CH : Arcilla inorganica de color café verdoso, de alta plasticidad.

A-7-5: Se incluyen en este subgrupo los suelos con un índice de plasticidad moderado en relación con el límite líquido y que pueden ser altamente compresibles, además de estar sujetos a importantes cambios de volumen.

## 6.2. ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECIFICA

PROYECTO: Tesis

SONDEO No: 1

LOCALIZACION: Tonsupa - Esmeraldas

$$G_s = (K * M_s) / (M_s + M_{nw} - M_{nws})$$

Profundidad	1	2	3	4	5
Mmws (gr.)	743,69	741,63	741,79	741,77	741,89
Temperatura (°C)	20	18,6	21	20,8	20,4
K	1,0000	1,0003	0,9998	0,9998	0,9999
Mmw (gr.)	677,05	677,18	676,94	676,96	677,01
Masa Matraz (gr.)	178,44	178,44	178,44	178,44	178,44
Ms (gr.)	105,67	102,00	102,41	102,65	102,58
<b>Gs</b>	<b>2,71</b>	<b>2,72</b>	<b>2,73</b>	<b>2,71</b>	<b>2,72</b>

Mmws = Masa Matraz + Agua + Suelo

K = Factor de Corrección de acuerdo a la temperatura T del ensayo

Mmw = Masa Matraz + Agua (Ver Curva de Calibración)

Ms = Masa suelo seco

Gs = Gravedad específica del suelo a 20 °C

PROYECTO: Tesis

SONDEO No: 2

LOCALIZACION: Tonsupa - Esmeraldas

$$G_s = (K * M_s) / (M_s + M_{mw} - M_{mws})$$

Profundidad	1	2	3	4	5
Mmws (gr.)	741,88	741,50	743,06	741,46	741,29
Temperatura (°C)	19,6	23,2	19,4	22,5	23,5
K	1,0001	0,9993	1,0001	0,9995	0,9992
Mmw (gr.)	677,09	676,69	677,11	676,78	676,66
Masa Matraz (gr.)	178,44	178,44	178,44	178,44	178,44
Ms (gr.)	102,52	102,13	104,45	102,02	102,21
<b>Gs</b>	<b>2,72</b>	<b>2,73</b>	<b>2,71</b>	<b>2,73</b>	<b>2,72</b>

Mmws = Masa Matraz + Agua + Suelo

K = Factor de Corrección de acuerdo a la temperatura T del ensayo

Mmw = Masa Matraz + Agua (Ver Curva de Calibración)

Ms = Masa suelo seco

Gs = Gravedad específica del suelo a 20 °C

PROYECTO: Tesis

SONDEO No: 3

LOCALIZACION: Tonsupa - Esmeraldas

$$Gs = (K * Ms) / (Ms + Mmw - Mmws)$$

Profundidad	1	2	3	4	5
Mmws (gr.)	730,13	730,91	729,97	729,60	729,35
Temperatura (°C)	17,5	18,1	18,6	19,2	19,3
K	1,0005	1,0004	1,0003	1,0002	1,0001
Mmw (gr.)	666,23	666,17	666,12	666,07	666,05
Masa Matraz (gr.)	167,52	167,52	167,52	167,52	167,52
Ms (gr.)	102,92	104,19	102,97	102,33	102,11
<b>Gs</b>	<b>2,64</b>	<b>2,64</b>	<b>2,63</b>	<b>2,64</b>	<b>2,63</b>

Mmws = Masa Matraz + Agua + Suelo

K = Factor de Corrección de acuerdo a la temperatura T del ensayo

Mmw = Masa Matraz + Agua (Ver Curva de Calibración)

Ms = Masa suelo seco

Gs = Gravedad específica del suelo a 20 °C

### 6.3. ENSAYO DE CONSOLIDACION

PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR  
Laboratorio de Mecanica de Suelos

#### CONSOLIDACION

#### DATOS Y RESULTADOS

Ho= 18,95 mm  
Hs= 8,73 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 1  
PROFUNDIDAD 1 m

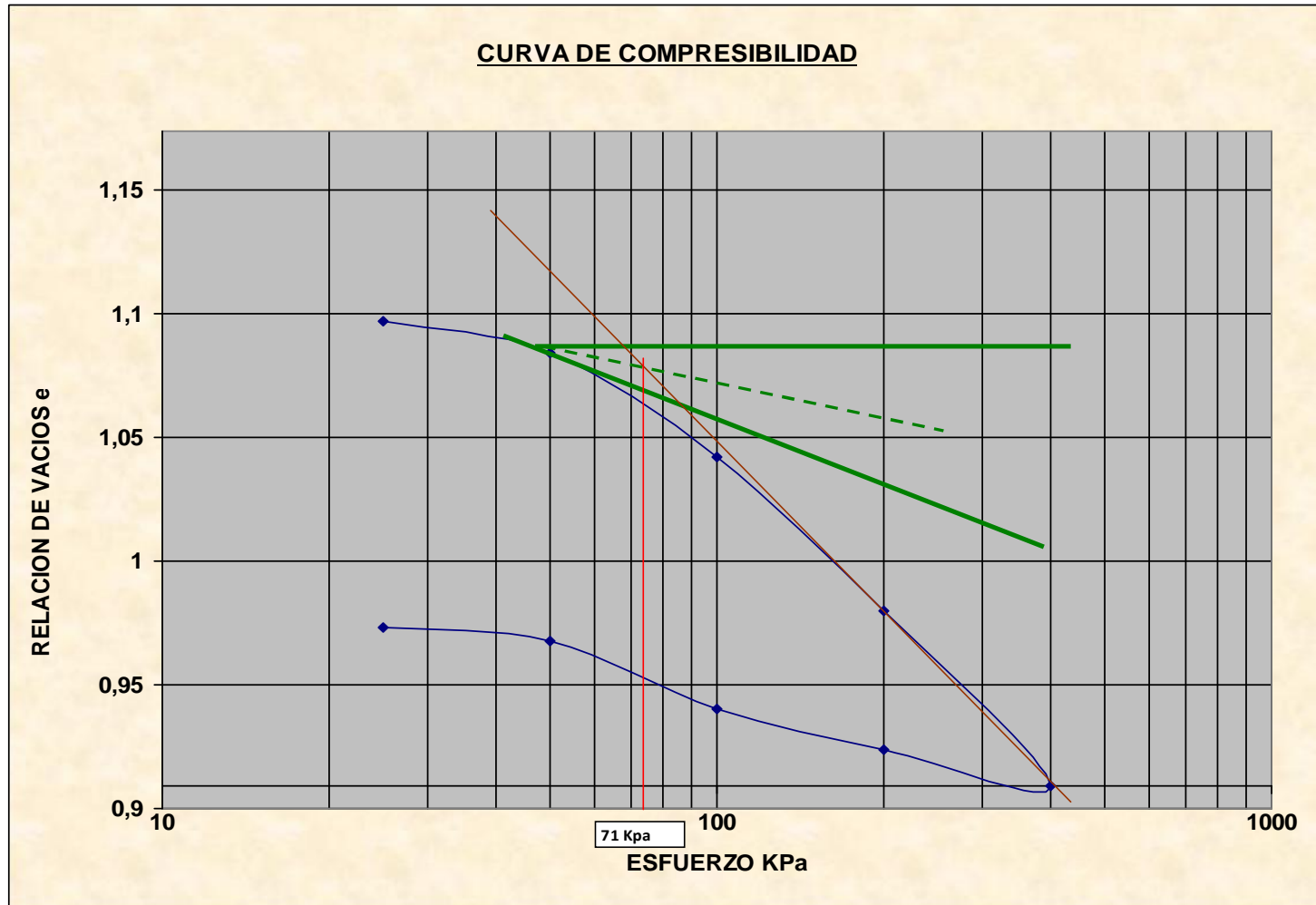
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	Em	av	mv	cv	cvm	km *10 <sup>-8</sup>
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	18,95	1,17								
					0,13	18,61	1,13	0,307				
0,25	0,6710	3,54	18,28	1,09					0,142	0,01361		1,928E-06
					0,38	18,22	1,09	0,051			0,00709	
0,50	0,7830	4,13	18,17	1,08					0,024	0,00056		1,332E-08
					0,75	17,98	1,06	0,084			0,00051	
1,00	1,1510	6,07	17,80	1,04					0,039	0,00045		1,735E-08
					1,50	17,53	1,01	0,061			0,00041	
2,00	1,6840	8,89	17,27	0,98					0,028	0,00037		1,045E-08
					3,00	16,96	0,94	0,036			0,00034	
4,00	2,3050	12,16	16,65	0,91					0,016	0,00030		4,943E-09

DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	2,3050	12,16	16,65	0,91
2,00	2,1760	11,48	16,77	0,92
1,00	2,0370	10,75	16,91	0,94
0,50	1,7890	9,44	17,16	0,97
0,25	1,7470	9,22	17,20	0,97

RESULTADOS		
Pc=	0,72	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,236	
av=	0,108	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,050	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	20,11	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00306	cm <sup>2</sup> /seg
k=	1,521E-07	cm/seg

SONDEO 1

PERFORACION: 1 m



**PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR**  
**Laboratorio de Mecanica de Suelos**

**CONSOLIDACION**

**DATOS Y RESULTADOS**

Ho= 19,60 mm  
Hs= 9,86 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 1  
PROFUNDIDAD 2 m

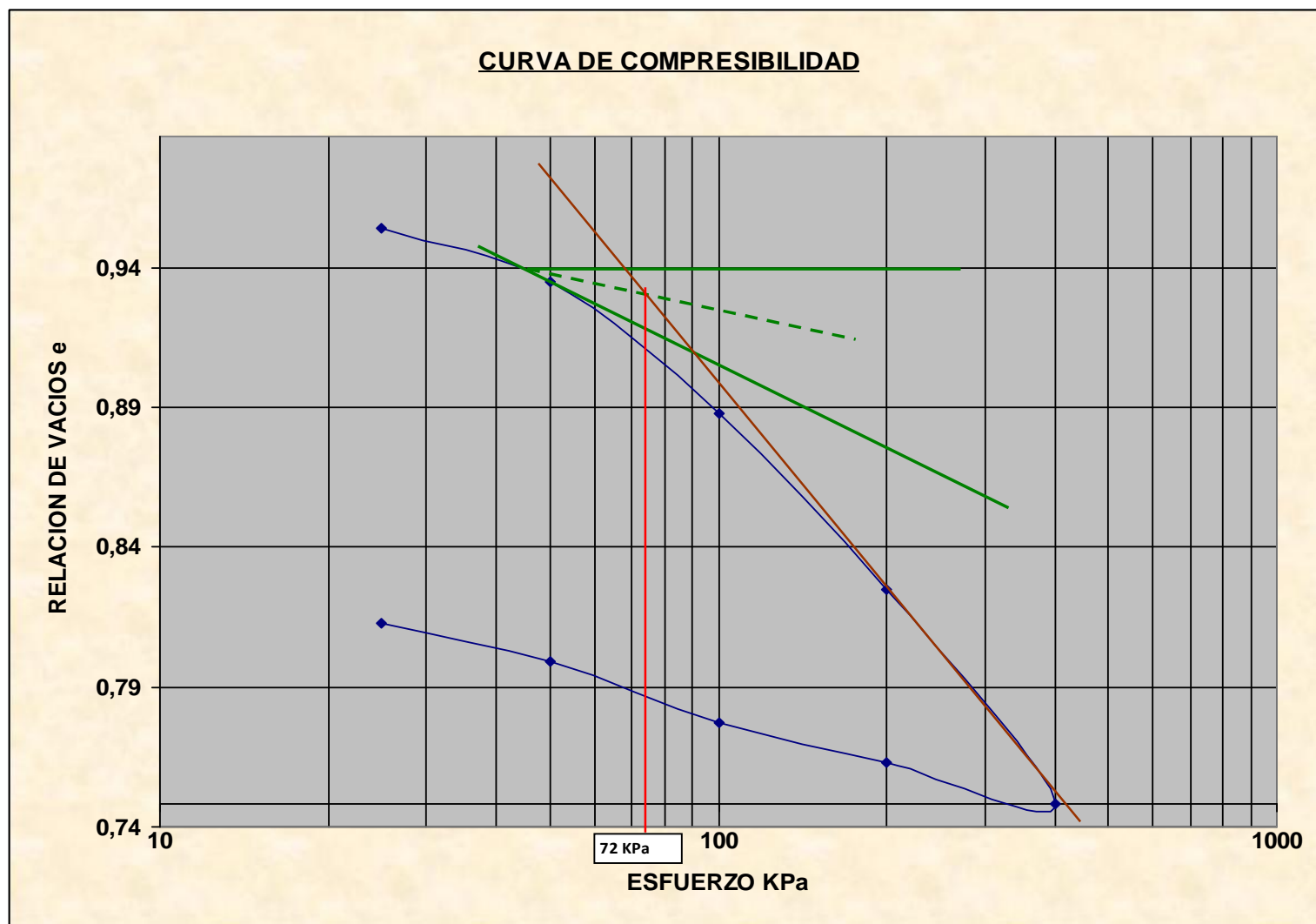
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	em	av	mv	cv	cvm	km *10-8
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	19,60	0,99								
					0,13	19,43	0,97	0,135				
0,25	0,3320	1,69	19,27	0,95					0,068	0,01927		1,306E-06
					0,38	19,18	0,94	0,075			0,00996	
0,50	0,5170	2,64	19,08	0,94					0,038	0,00065		2,441E-08
					0,75	18,85	0,91	0,094			0,00088	
1,00	0,9790	4,99	18,62	0,89					0,047	0,00111		5,217E-08
					1,50	18,31	0,86	0,063			0,00070	
2,00	1,6000	8,16	18,00	0,83					0,032	0,00028		8,977E-09
					3,00	17,62	0,79	0,038			0,00022	
4,00	2,3560	12,02	17,24	0,75					0,019	0,00016		3,021E-09

DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	2,3560	12,02	17,24	0,75
2,00	2,2170	11,31	17,38	0,76
1,00	2,0700	10,56	17,53	0,78
0,50	1,8610	9,49	17,74	0,80
0,25	1,7220	8,79	17,88	0,81

RESULTADOS		
Pc=	0,73	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,256	
av=	0,081	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,041	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	24,56	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00429	cm <sup>2</sup> /seg
k=	1,748E-07	cm/seg

SONDEO 1

PERFORACION: 2 m



PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR  
Laboratorio de Mecanica de Suelos

CONSOLIDACION

DATOS Y RESULTADOS

Ho= 19,20 mm  
Hs= 7,63 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 1  
PROFUNDIDAD 3 m

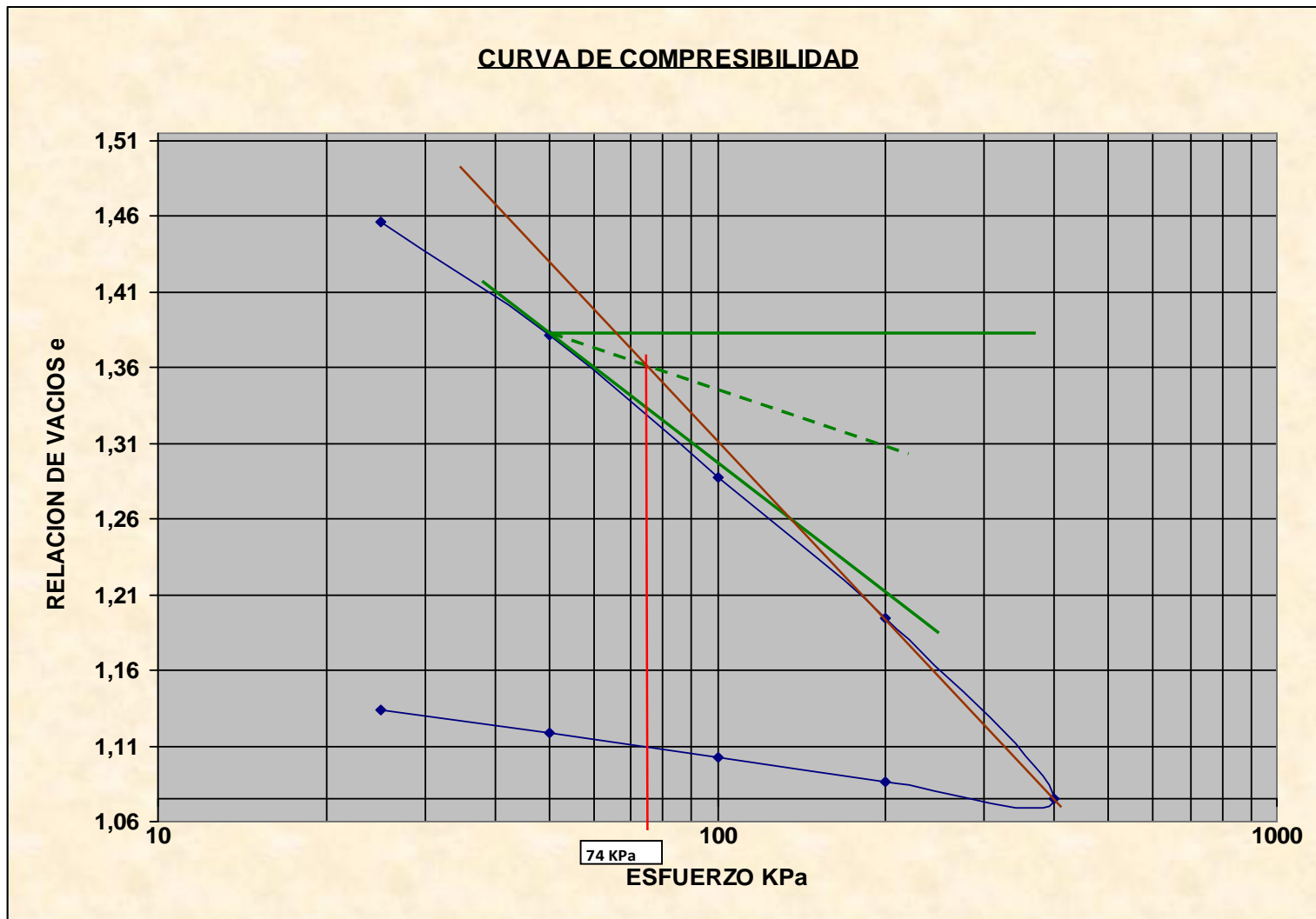
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	Em	av	mv	cv	cvm	km *10-8
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	19,20	1,52								
					0,13	18,97	1,49	0,238				
0,25	0,4540	2,36	18,75	1,46					0,095	0,00390		3,684E-07
					0,38	18,47	1,42	0,295			0,00255	
0,50	1,0160	5,29	18,18	1,38					0,117	0,00121		1,413E-07
					0,75	17,82	1,34	0,188			0,00125	
1,00	1,7350	9,04	17,47	1,29					0,075	0,00129		9,674E-08
					1,50	17,10	1,24	0,095			0,00116	
2,00	2,4570	12,80	16,74	1,19					0,038	0,00103		3,854E-08
					3,00	16,29	1,13	0,059			0,00093	
4,00	3,3640	17,52	15,84	1,08					0,024	0,00084		1,980E-08

DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	3,3640	17,52	15,84	1,08
2,00	3,2800	17,08	15,92	1,09
1,00	3,1540	16,43	16,05	1,10
0,50	3,0280	15,77	16,17	1,12
0,25	2,9140	15,18	16,29	1,13

RESULTADOS		
Pc=	0,76	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,395	
av=	0,175	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,070	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	14,38	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00165	cm <sup>2</sup> /seg
k=	1,149E-07	cm/seg

SONDEO 1

PERFORACION: 3 m



**PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR**  
**Laboratorio de Mecanica de Suelos**

**CONSOLIDACION**

**DATOS Y RESULTADOS**

Ho= 18,89 mm  
Hs= 8,88 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 1  
PROFUNDIDAD 4 m

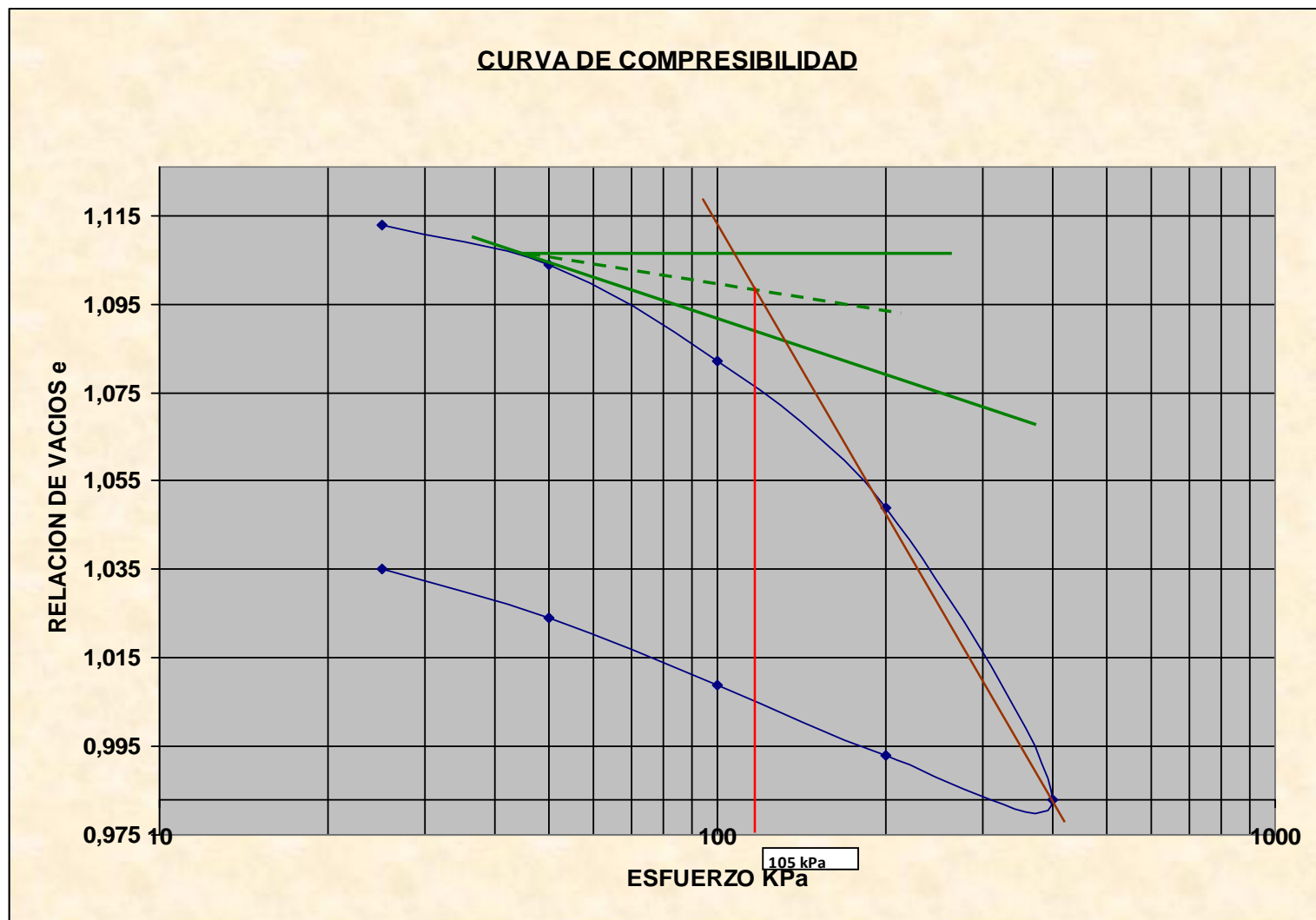
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	em	av	mv	cv	cvm	km *10-8
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	18,89	1,13								
					0,13	18,83	1,12	0,051				
0,25	0,1130	0,60	18,78	1,11					0,024	0,03201		7,659E-07
					0,38	18,73	1,11	0,039			0,01627	
0,50	0,1990	1,05	18,69	1,10					0,018	0,00052		9,500E-09
					0,75	18,60	1,09	0,043			0,00105	
1,00	0,3910	2,07	18,50	1,08					0,020	0,00157		3,192E-08
					1,50	18,35	1,07	0,033			0,00116	
2,00	0,6850	3,63	18,21	1,05					0,016	0,00075		1,162E-08
					3,00	17,91	1,02	0,033			0,00052	
4,00	1,2720	6,73	17,62	0,98					0,016	0,00030		4,687E-09

DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	1,2720	6,73	17,62	0,98
2,00	1,1800	6,25	17,71	0,99
1,00	1,0370	5,49	17,85	1,01
0,50	0,9110	4,82	17,98	1,02
0,25	0,8100	4,29	18,08	1,04

RESULTADOS		
Pc=	1,07	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,219	
av=	0,040	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,019	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	53,44	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00703	cm <sup>2</sup> /seg
k=	1,316E-07	cm/seg

SONDEO 1

PERFORACION: 4 m



**PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR**  
**Laboratorio de Mecanica de Suelos**

**CONSOLIDACION**

**DATOS Y RESULTADOS**

Ho= 19,48 mm  
Hs= 7,93 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 1  
PROFUNDIDAD 5 m

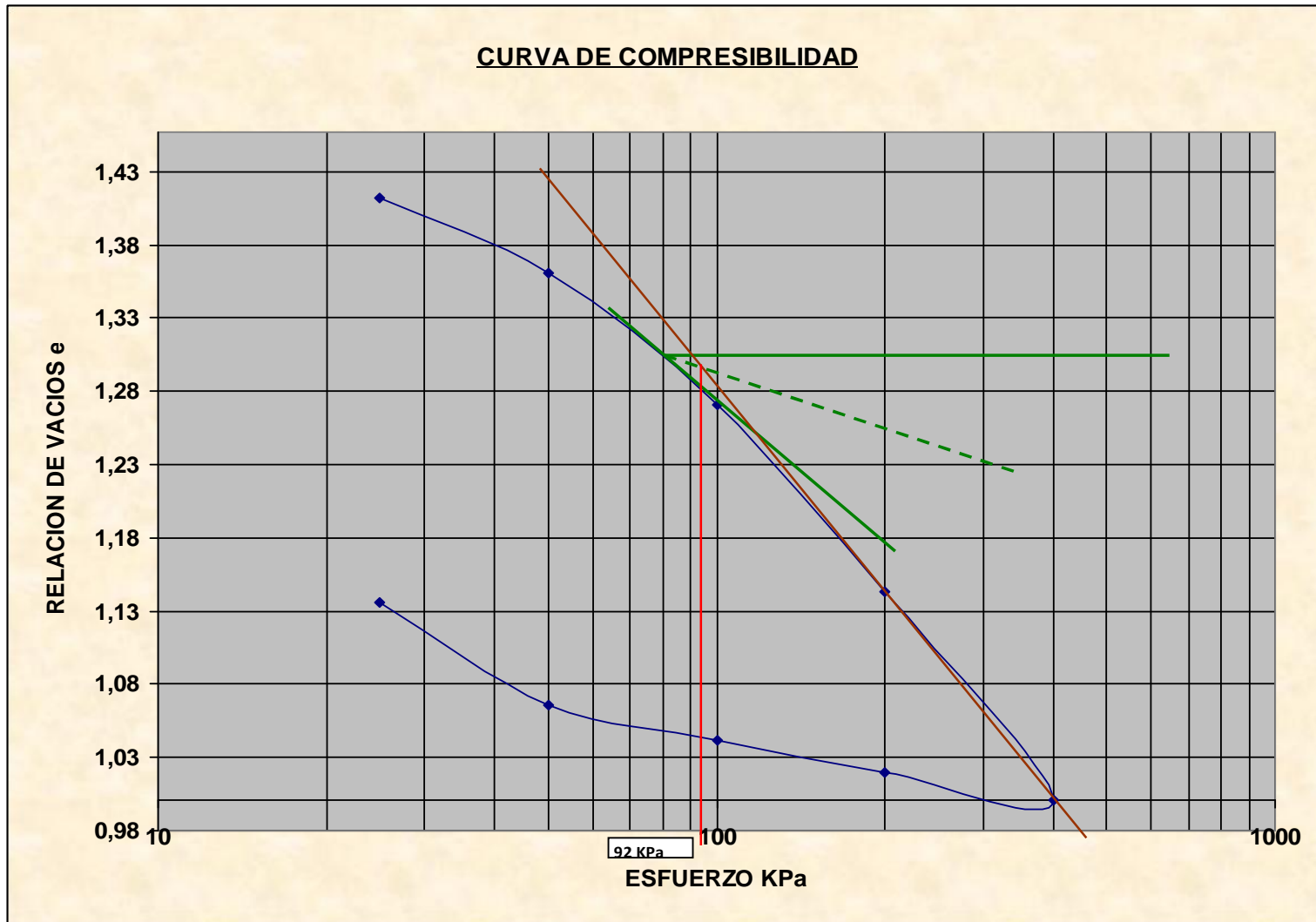
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	em	av	mv	cv	cvm	km *10-8
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	19,48	1,46								
					0,13	19,30	1,43	0,180				
0,25	0,3570	1,83	19,12	1,41					0,073	0,00515		3,773E-07
					0,38	18,92	1,39	0,202			0,00342	
0,50	0,7580	3,89	18,72	1,36					0,082	0,00170		1,398E-07
					0,75	18,36	1,32	0,181			0,00107	
1,00	1,4740	7,57	18,01	1,27					0,074	0,00044		3,210E-08
					1,50	17,50	1,21	0,128			0,00045	
2,00	2,4860	12,76	16,99	1,14					0,052	0,00046		2,381E-08
					3,00	16,43	1,07	0,071			0,00031	
4,00	3,6120	18,54	15,87	1,00					0,029	0,00016		4,721E-09

DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	3,6120	18,54	15,87	1,00
2,00	3,4650	17,79	16,02	1,02
1,00	3,2840	16,86	16,20	1,04
0,50	3,0950	15,89	16,39	1,07
0,25	2,5450	13,06	16,94	1,14

RESULTADOS		
Pc=	0,94	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,472	
av=	0,152	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,062	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	16,13	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00158	cm <sup>2</sup> /seg
k=	9,800E-08	cm/seg

SONDEO 1

PERFORACION: 5 m



**PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR**  
**Laboratorio de Mecanica de Suelos**

**CONSOLIDACION**

**DATOS Y RESULTADOS**

Ho= 19,20 mm  
Hs= 10,36 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 2  
PROFUNDIDAD 1 m

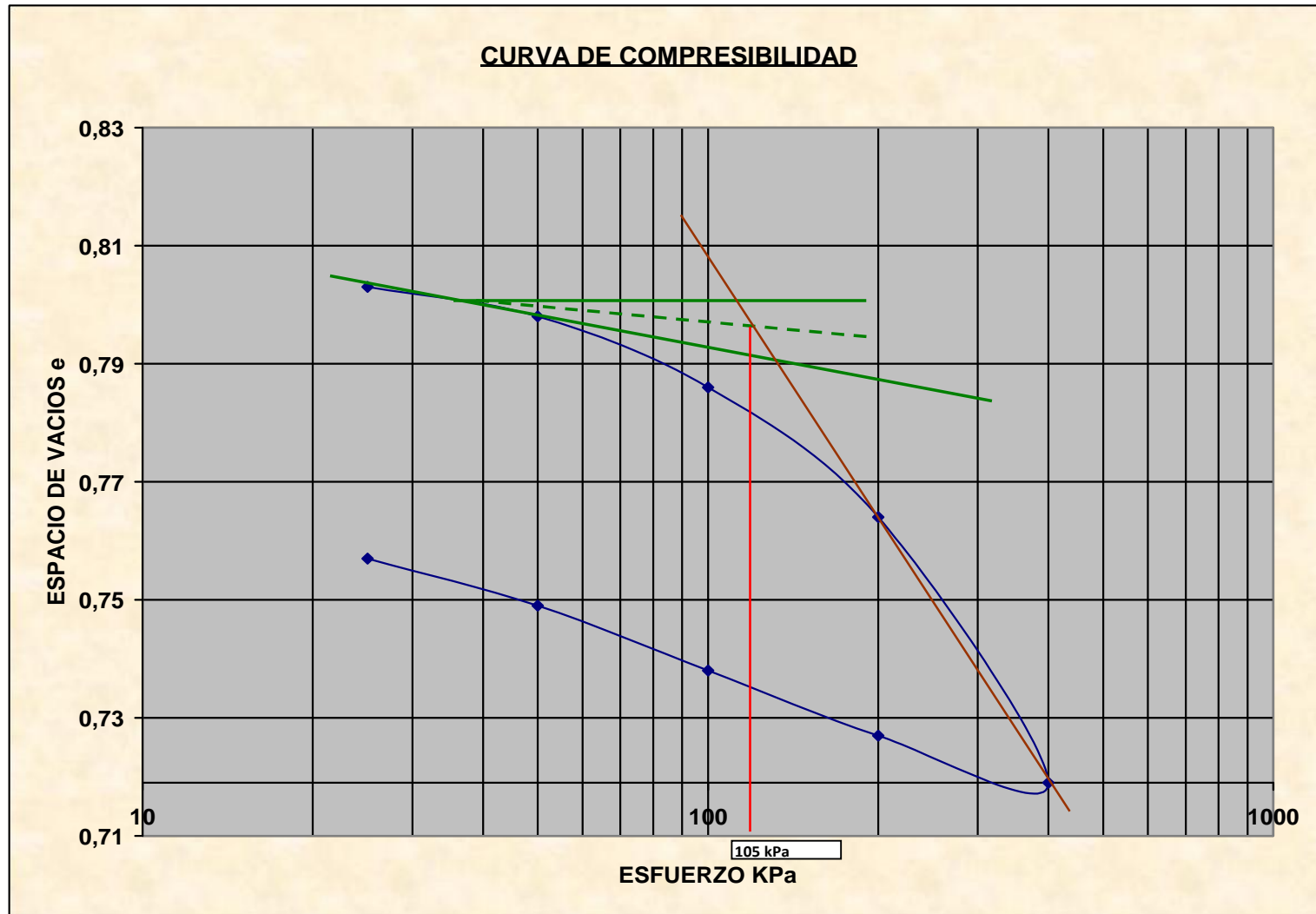
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	em	av	mv	cv	cvm	km *10-8
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	19,20	0,85								
					0,13	18,94	0,83	0,198				
0,25	0,5120	2,67	18,69	0,80					0,107	0,02964		3,161E-06
					0,38	18,66	0,80	0,023			0,01496	
0,50	0,5710	2,97	18,63	0,80					0,012	0,00028		3,380E-09
					0,75	18,57	0,79	0,024			0,00023	
1,00	0,6950	3,62	18,51	0,79					0,013	0,00019		2,476E-09
					1,50	18,39	0,78	0,022			0,00015	
2,00	0,9200	4,79	18,28	0,76					0,012	0,00010		1,191E-09
					3,00	18,05	0,74	0,022			0,00010	
4,00	1,3860	7,22	17,81	0,72					0,012	0,00009		1,112E-09

DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	1,3860	7,22	17,81	0,72
2,00	1,3020	6,78	17,90	0,73
1,00	1,1890	6,19	18,01	0,74
0,50	1,0750	5,60	18,13	0,75
0,25	0,9910	5,16	18,21	0,76

RESULTADOS		
Pc=	1,07	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,149	
av=	0,058	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,031	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	32,11	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00606	cm <sup>2</sup> /seg
k=	1,887E-07	cm/seg

SONDEO 2

PERFORACION : 1 m



PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR  
Laboratorio de Mecanica de Suelos

CONSOLIDACION

DATOS Y RESULTADOS

Ho= 19,18 mm  
Hs= 8,49 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 2  
PROFUNDIDAD 2 m

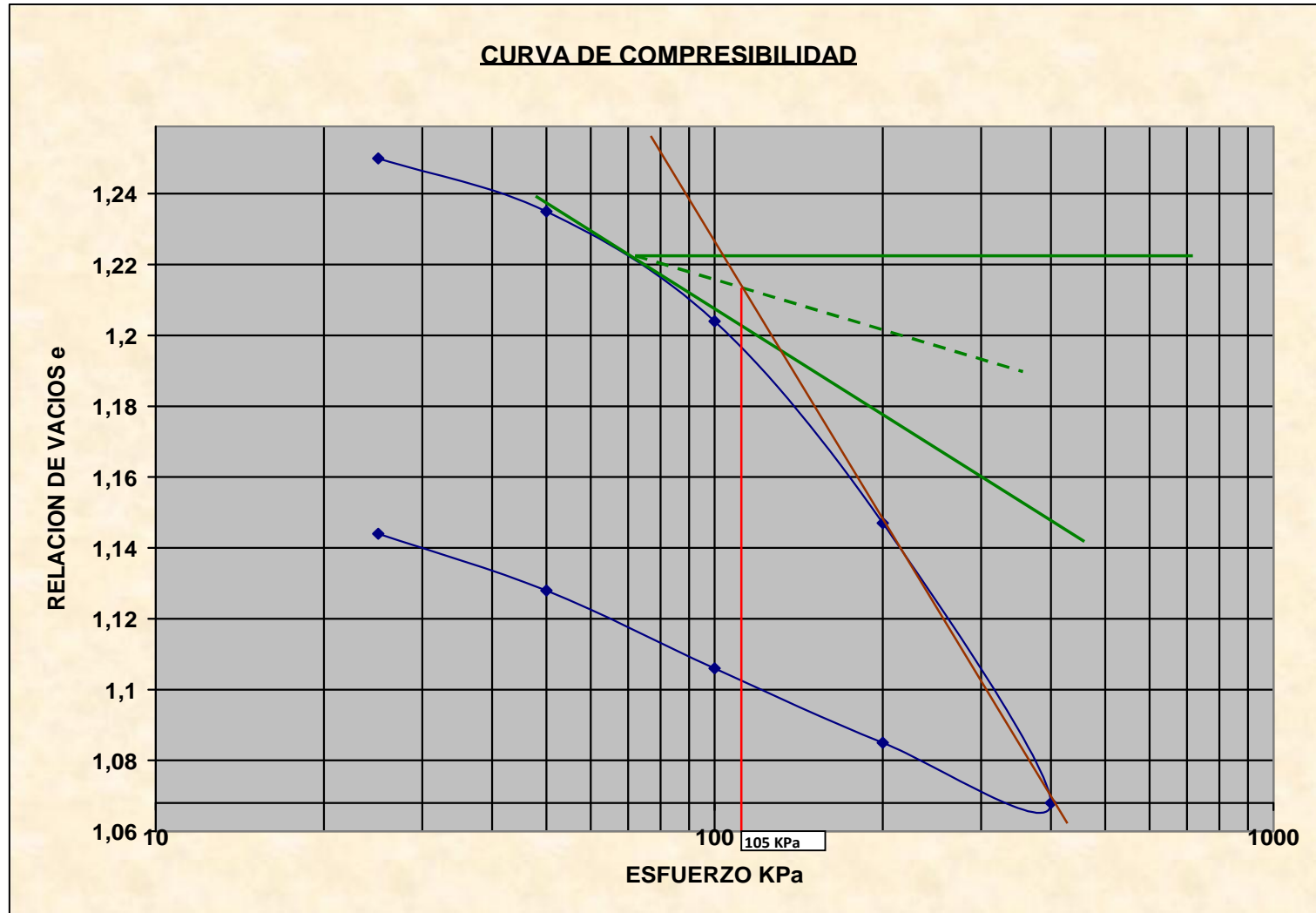
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	em	av	mv	cv	cvm	km *10-8
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	19,18	1,26								
					0,13	19,14	1,25	0,038				
0,25	0,0800	0,42	19,10	1,25					0,017	0,01090		1,819E-07
					0,38	19,04	1,24	0,058			0,00569	
0,50	0,2040	1,06	18,98	1,24					0,026	0,00047		1,211E-08
					0,75	18,84	1,22	0,063			0,00084	
1,00	0,4700	2,45	18,71	1,20					0,028	0,00121		3,365E-08
					1,50	18,47	1,18	0,057			0,00112	
2,00	0,9530	4,97	18,23	1,15					0,025	0,00102		2,569E-08
					3,00	17,89	1,11	0,040			0,00103	
4,00	1,6250	8,47	17,56	1,07					0,018	0,00104		1,816E-08

DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	1,6250	8,47	17,56	1,07
2,00	1,4830	7,73	17,70	1,08
1,00	1,3020	6,79	17,88	1,11
0,50	1,1130	5,80	18,07	1,13
0,25	0,9760	5,09	18,20	1,14

RESULTADOS		
Pc=	1,07	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,262	
av=	0,051	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,023	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	44,25	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00293	cm <sup>2</sup> /seg
k=	6,617E-08	cm/seg

SONDEO 2

PERFORACION : 2 m



**PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR**  
**Laboratorio de Mecanica de Suelos**

**CONSOLIDACION**

**DATOS Y RESULTADOS**

Ho= 19,70 mm  
Hs= 8,87 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 2  
PROFUNDIDAD 3 m

Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	Em	av	mv	cv	cvm	km *10-8
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	19,70	1,22								
					0,13	19,51	1,20	0,174				
0,25	0,3860	1,96	19,31	1,18					0,078	0,00410		3,213E-07
					0,38	19,21	1,17	0,095			0,00232	
0,50	0,5960	3,03	19,10	1,15					0,043	0,00055		2,331E-08
					0,75	18,86	1,13	0,109			0,00043	
1,00	1,0810	5,49	18,62	1,10					0,049	0,00031		1,543E-08
					1,50	18,29	1,06	0,074			0,00029	
2,00	1,7340	8,80	17,97	1,03					0,033	0,00028		9,115E-09
					3,00	17,57	0,98	0,045			0,00024	
4,00	2,5300	12,84	17,17	0,94					0,020	0,00020		4,074E-09

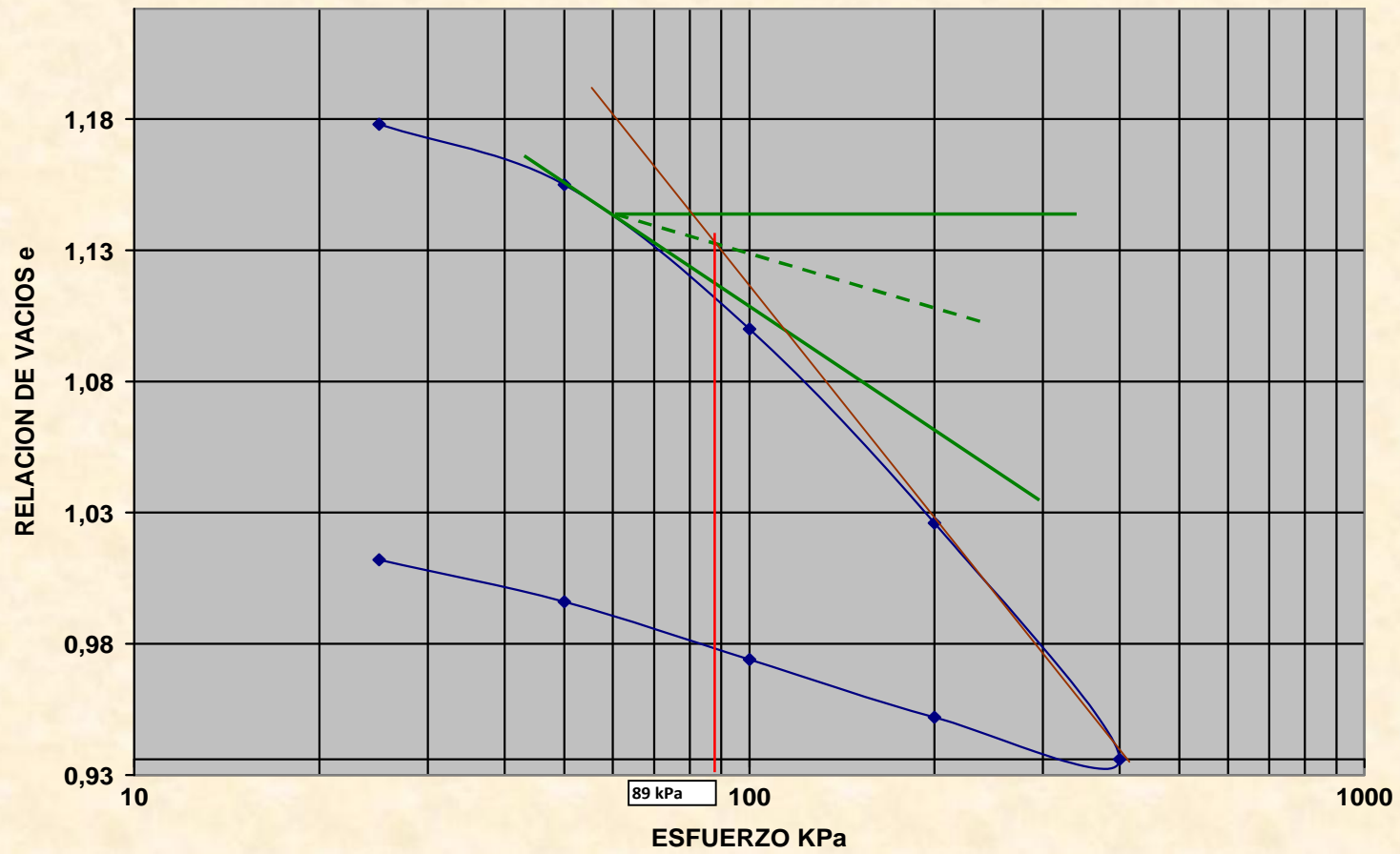
DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	2,5300	12,84	17,17	0,94
2,00	2,3900	12,13	17,31	0,95
1,00	2,2010	11,17	17,50	0,97
0,50	1,9990	10,15	17,70	1,00
0,25	1,8560	9,42	17,84	1,01

RESULTADOS		
Pc=	0,91	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,299	
av=	0,099	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,045	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	22,36	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00109	cm <sup>2</sup> /seg
k=	4,863E-08	cm/seg

SONDEO 2

PERFORACION : 3 m

**CURVA DE COMPRESIBILIDAD**



PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR  
Laboratorio de Mecanica de Suelos

CONSOLIDACION

DATOS Y RESULTADOS

Ho= 18,95 mm  
Hs= 8,30 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 2  
PROFUNDIDAD 4 m

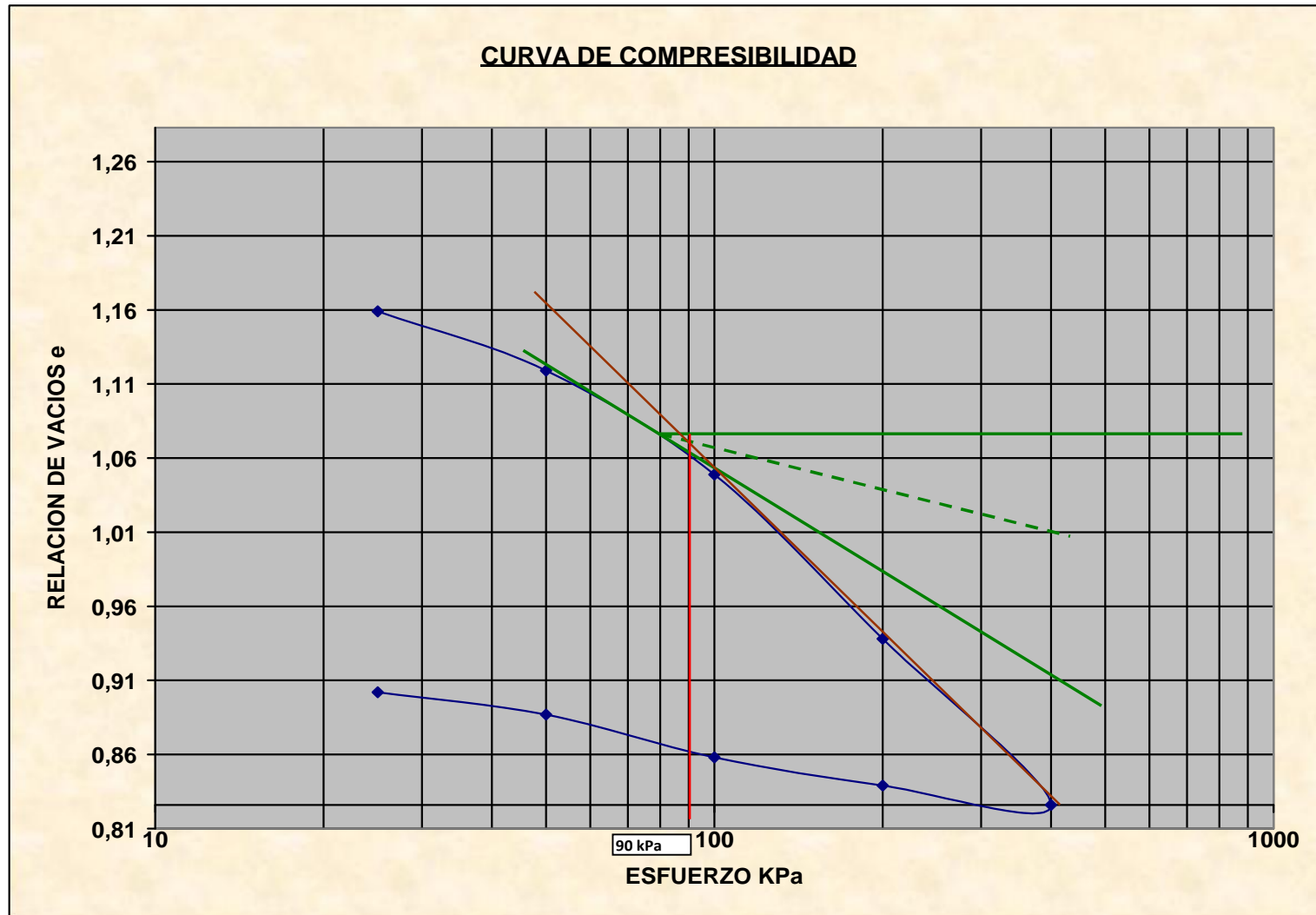
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	em	av	mv	cv	cvm	km *10-8
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	18,95	1,28								
					0,13	18,44	1,22	0,496				
0,25	1,0290	5,43	17,92	1,16					0,217	0,00312		6,780E-07
					0,38	17,76	1,14	0,160			0,00167	
0,50	1,3610	7,18	17,59	1,12					0,070	0,00022		1,553E-08
					0,75	17,30	1,08	0,140			0,00018	
1,00	1,9400	10,24	17,01	1,05					0,061	0,00013		8,046E-09
					1,50	16,55	0,99	0,111			0,00012	
2,00	2,8640	15,11	16,09	0,94					0,049	0,00011		5,120E-09
					3,00	15,62	0,88	0,056			0,00011	
4,00	3,7920	20,01	15,16	0,83					0,024	0,00011		2,612E-09

DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	3,7920	20,01	15,16	0,83
2,00	3,6830	19,44	15,27	0,84
1,00	3,5320	18,64	15,42	0,86
0,50	3,2930	17,38	15,66	0,89
0,25	3,1670	16,71	15,78	0,90

RESULTADOS		
Pc=	0,92	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,372	
av=	0,193	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,084	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	11,86	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00074	cm <sup>2</sup> /seg
k=	6,218E-08	cm/seg

SONDEO 2

PERFORACION : 4 m



**PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR**  
**Laboratorio de Mecanica de Suelos**

**CONSOLIDACION**

**DATOS Y RESULTADOS**

Ho= 19,18 mm  
Hs= 7,44 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 2  
PROFUNDIDAD 5 m

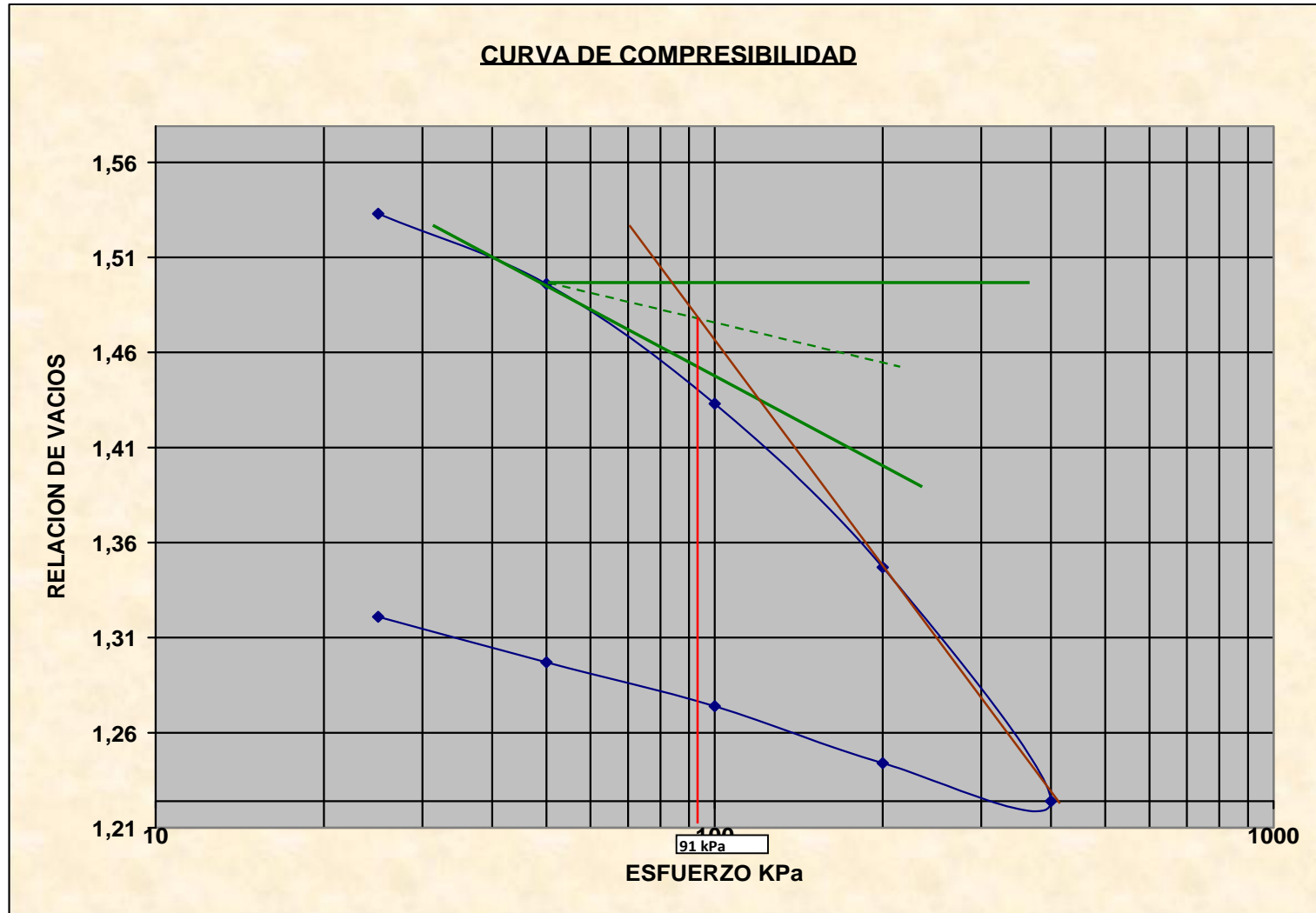
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	em	av	mv	cv	cvm	km *10-8
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	19,18	1,58								
					0,13	19,01	1,56	0,183				
0,25	0,3410	1,78	18,84	1,53					0,071	0,02550		1,813E-06
					0,38	18,70	1,51	0,146			0,01488	
0,50	0,6130	3,20	18,57	1,50					0,057	0,00427		2,422E-07
					0,75	18,33	1,46	0,127			0,00264	
1,00	1,0840	5,65	18,10	1,43					0,049	0,00102		4,985E-08
					1,50	17,78	1,39	0,086			0,00121	
2,00	1,7260	9,00	17,45	1,35					0,033	0,00141		4,731E-08
					3,00	17,00	1,28	0,062			0,00113	
4,00	2,6420	13,77	16,54	1,22					0,024	0,00084		2,002E-08

DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	2,6420	13,77	16,54	1,22
2,00	2,4880	12,97	16,69	1,24
1,00	2,2690	11,83	16,91	1,27
0,50	2,0940	10,92	17,09	1,30
0,25	1,9150	9,98	17,27	1,32

RESULTADOS		
Pc=	0,93	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,409	
av=	0,121	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,047	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	21,34	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00661	cm <sup>2</sup> /seg
k=	3,096E-07	cm/seg

SONDEO 2

PERFORACION : 5 m



**PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR**  
**Laboratorio de Mecanica de Suelos**

**CONSOLIDACION**

**DATOS Y RESULTADOS**

Ho= 19,70 mm  
Hs= 12,35 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 3  
PROFUNDIDAD 1 m

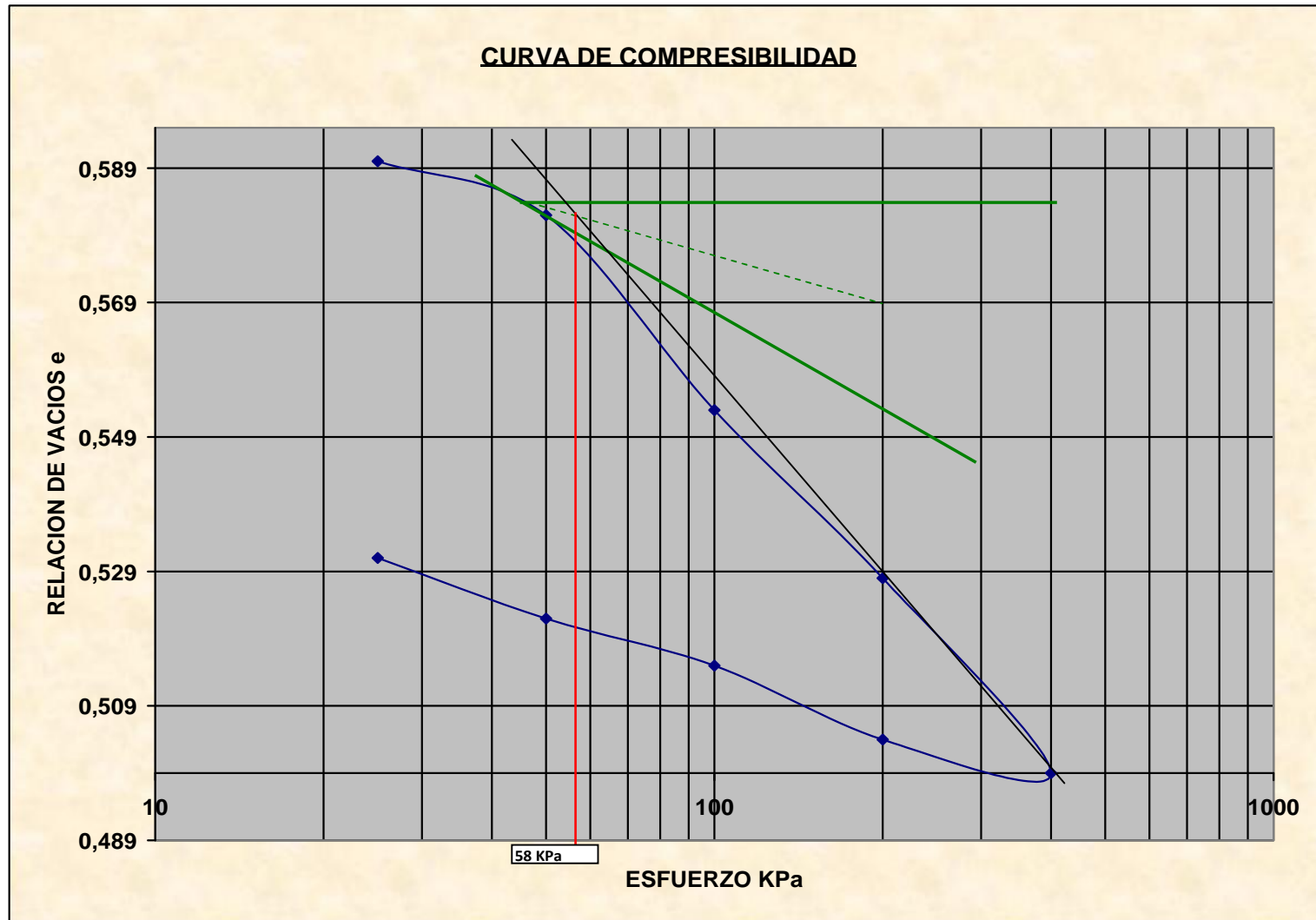
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	em	av	mv	cv	cvm	km *10-8
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	19,70	0,60								
					0,13	19,67	0,59	0,020				
0,25	0,0630	0,32	19,64	0,59					0,013	0,01874		2,397E-07
					0,38	19,59	0,59	0,033			0,00957	
0,50	0,1640	0,83	19,54	0,58					0,021	0,00039		8,066E-09
					0,75	19,36	0,57	0,058			0,00040	
1,00	0,5210	2,64	19,18	0,55					0,036	0,00040		1,438E-08
					1,50	19,02	0,54	0,026			0,00042	
2,00	0,8360	4,24	18,86	0,53					0,016	0,00044		6,982E-09
					3,00	18,69	0,51	0,014			0,00048	
4,00	1,1930	6,06	18,51	0,50					0,009	0,00053		4,757E-09

DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	1,1930	6,06	18,51	0,50
2,00	1,1260	5,72	18,57	0,50
1,00	0,9950	5,05	18,71	0,51
0,50	0,9030	4,58	18,80	0,52
0,25	0,7980	4,05	18,90	0,53

RESULTADOS		
Pc=	0,59	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,096	
av=	0,030	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,019	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	52,86	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00410	cm <sup>2</sup> /seg
k=	7,753E-08	cm/seg

SONDEO 3

PROFUNDIDAD: 1 m



**PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR**  
**Laboratorio de Mecanica de Suelos**

**CONSOLIDACION**

**DATOS Y RESULTADOS**

Ho= 18,95 mm  
Hs= 8,21 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 3  
PROFUNDIDAD 2 m

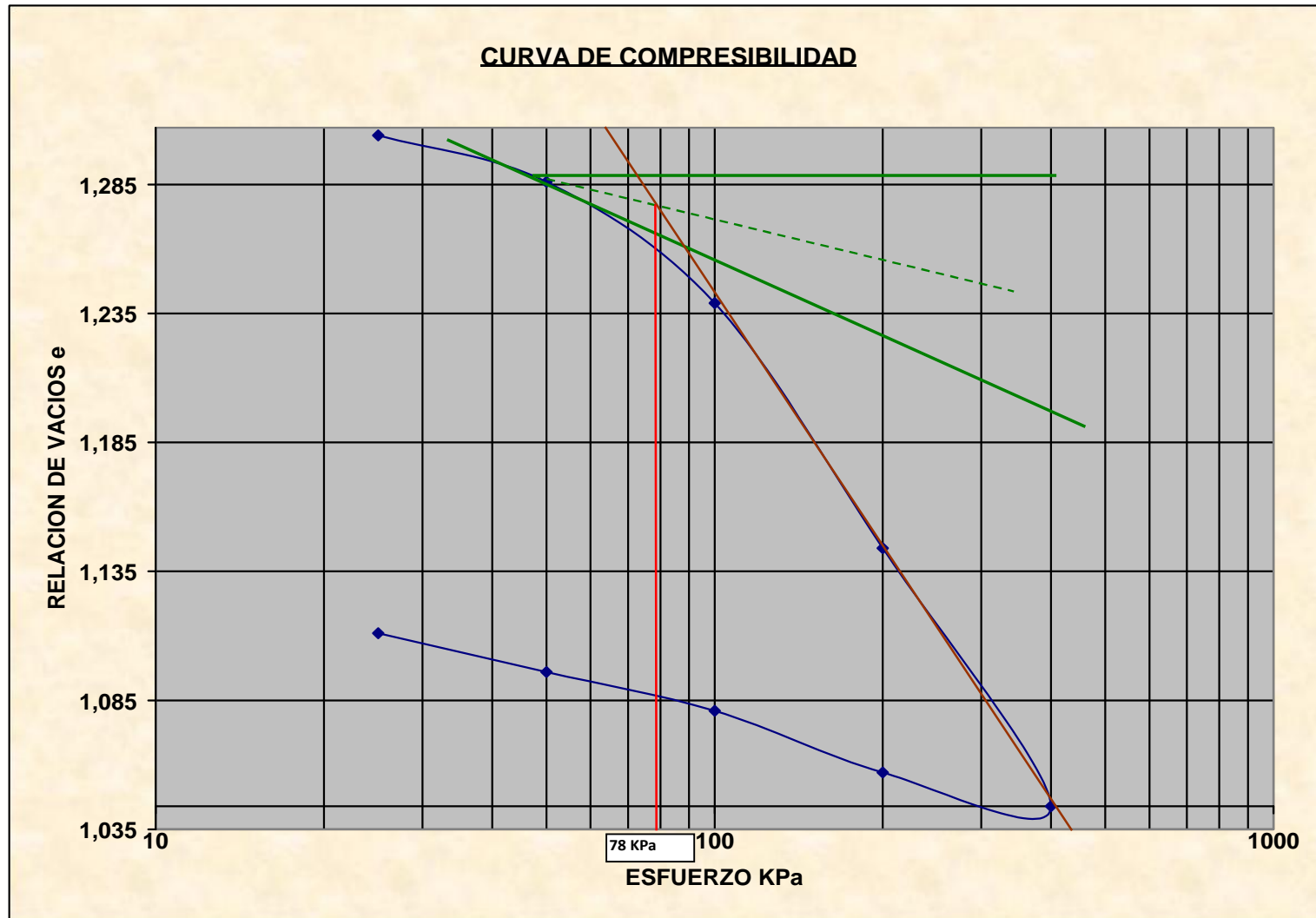
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	em	av	mv	cv	cvm	km *10-8
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	18,95	1,31								
					0,13	18,94	1,31	0,014				
0,25	0,0290	0,15	18,92	1,30					0,006	0,02033		1,244E-07
					0,38	18,85	1,30	0,072			0,01584	
0,50	0,1760	0,93	18,77	1,29					0,031	0,01136		3,524E-07
					0,75	18,58	1,26	0,095			0,00934	
1,00	0,5640	2,98	18,39	1,24					0,041	0,00733		3,002E-07
					1,50	18,00	1,19	0,095			0,00568	
2,00	1,3400	7,07	17,61	1,14					0,041	0,00403		1,649E-07
					3,00	17,20	1,09	0,050			0,00464	
4,00	2,1630	11,41	16,79	1,04					0,022	0,00525		1,140E-07

DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	2,1630	11,41	16,79	1,04
2,00	2,0580	10,86	16,89	1,06
1,00	1,8610	9,82	17,09	1,08
0,50	1,7390	9,18	17,21	1,10
0,25	1,6170	8,53	17,33	1,11

RESULTADOS		
Pc=	0,80	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,332	
av=	0,065	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,028	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	35,52	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00966	cm <sup>2</sup> /seg
k=	2,719E-07	cm/seg

SONDEO 3

PROFUNDIDAD: 2 m



PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR  
Laboratorio de Mecanica de Suelos

CONSOLIDACION

DATOS Y RESULTADOS

Ho= 19,70 mm  
Hs= 7,73 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 3  
PROFUNDIDAD 3 m

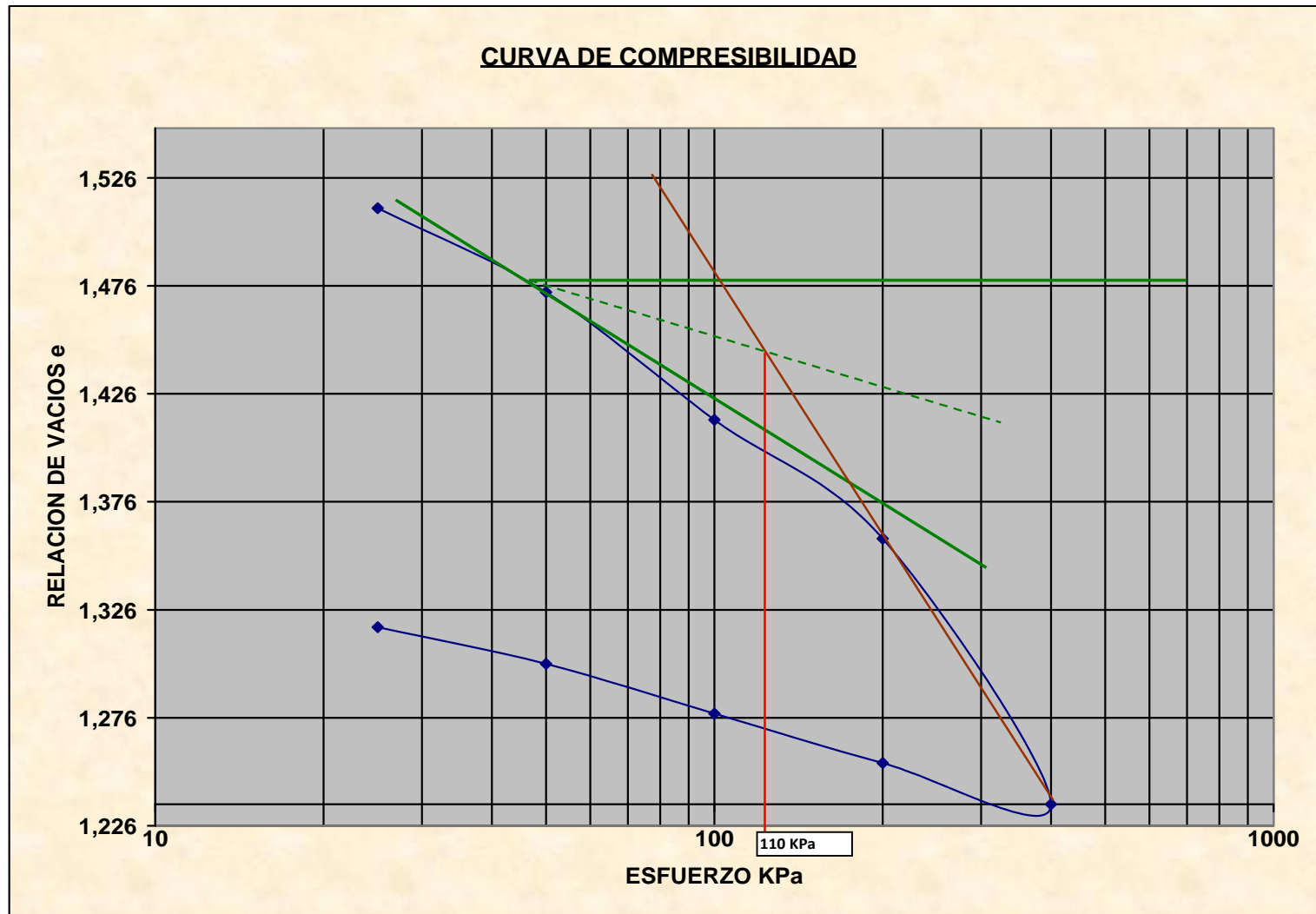
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	Em	av	mv	cv	cvm	km *10-8
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	19,70	1,55								
					0,13	19,56	1,53	0,150				
0,25	0,2900	1,47	19,41	1,51					0,059	0,00729		4,295E-07
					0,38	19,26	1,49	0,154			0,00418	
0,50	0,5880	2,98	19,11	1,47					0,061	0,00107		6,454E-08
					0,75	18,88	1,44	0,120			0,00110	
1,00	1,0500	5,33	18,65	1,41					0,047	0,00114		5,331E-08
					1,50	18,44	1,39	0,055			0,00073	
2,00	1,4740	7,48	18,23	1,36					0,022	0,00033		7,138E-09
					3,00	17,75	1,30	0,061			0,00025	
4,00	2,4230	12,30	17,28	1,24					0,024	0,00016		3,854E-09

DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	2,4230	12,30	17,28	1,24
2,00	2,2720	11,53	17,43	1,25
1,00	2,0970	10,64	17,60	1,28
0,50	1,9210	9,75	17,78	1,30
0,25	1,7870	9,07	17,91	1,32

RESULTADOS		
Pc=	1,12	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,409	
av=	0,108	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,042	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	23,60	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00200	cm <sup>2</sup> /seg
k=	8,466E-08	cm/seg

SONDEO 3

PROFUNDIDAD: 3 m



**PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR**  
**Laboratorio de Mecanica de Suelos**

**CONSOLIDACION**

**DATOS Y RESULTADOS**

Ho= 19,18 mm  
Hs= 7,97 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 3  
PROFUNDIDAD 4 m

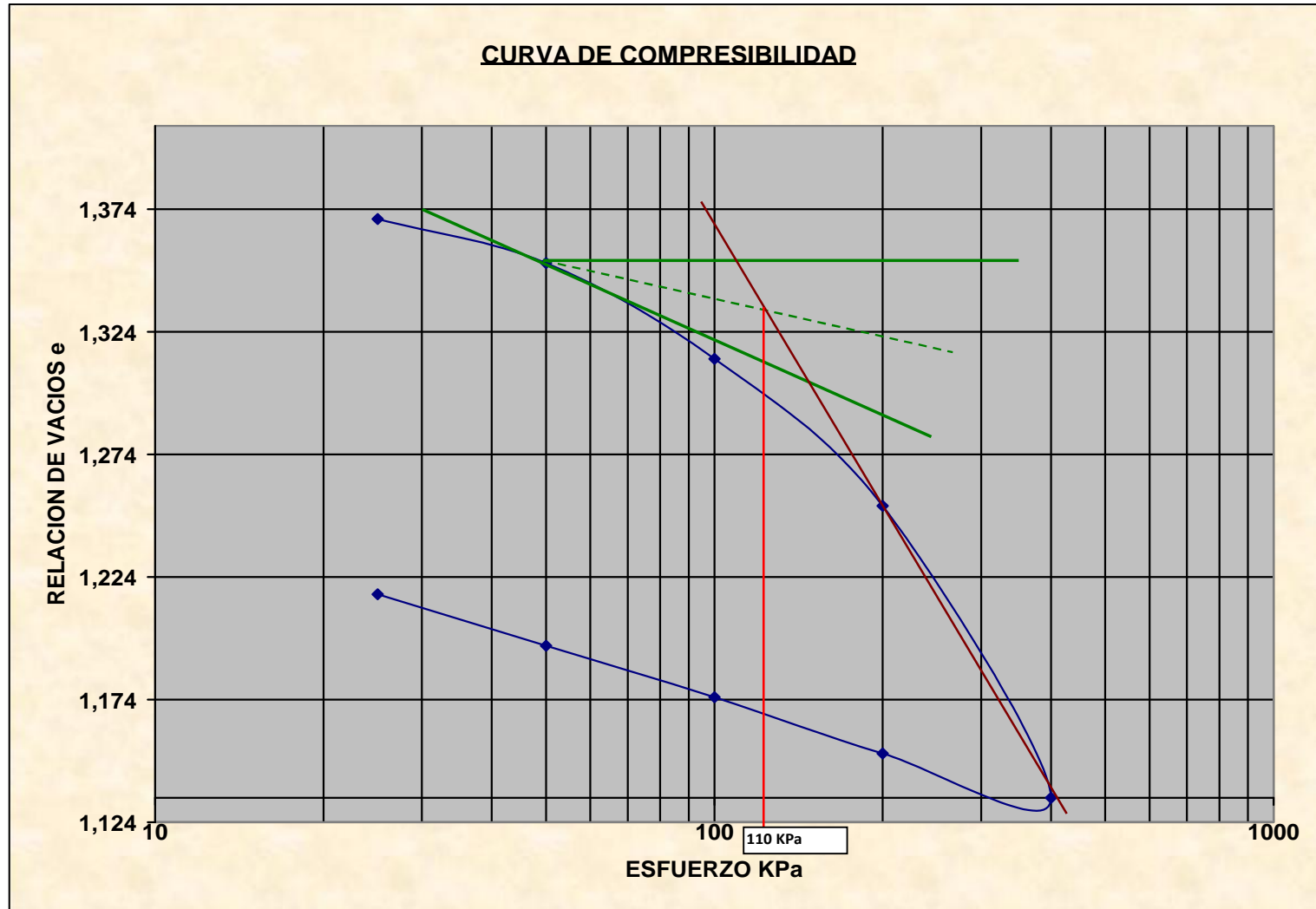
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	Em	av	mv	cv	cvm	km *10-8
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	19,18	1,41								
					0,13	19,03	1,39	0,152				
0,25	0,3020	1,57	18,88	1,37					0,063	0,01840		1,159E-06
					0,38	18,81	1,36	0,070			0,00971	
0,50	0,4410	2,30	18,74	1,35					0,029	0,00102		2,966E-08
					0,75	18,58	1,33	0,078			0,00106	
1,00	0,7520	3,92	18,43	1,31					0,032	0,00110		3,551E-08
					1,50	18,19	1,28	0,061			0,00074	
2,00	1,2350	6,44	17,95	1,25					0,025	0,00038		9,569E-09
					3,00	17,47	1,19	0,059			0,00028	
4,00	2,1810	11,37	17,00	1,13					0,025	0,00018		4,357E-09

DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	2,1810	11,37	17,00	1,13
2,00	2,0360	10,62	17,14	1,15
1,00	1,8560	9,68	17,32	1,17
0,50	1,6860	8,79	17,49	1,19
0,25	1,5200	7,92	17,66	1,22

RESULTADOS		
Pc=	1,12	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,395	
av=	0,084	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,035	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	28,70	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00421	cm <sup>2</sup> /seg
k=	1,469E-07	cm/seg

SONDEO 3

PROFUNDIDAD: 4 m



**PONTIFICA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR**  
**Laboratorio de Mecanica de Suelos**

**CONSOLIDACION**

**DATOS Y RESULTADOS**

Ho= 18,95 mm  
Hs= 9,29 mm

PROYECTO: \_\_\_\_\_ TESIS  
OBRA: \_\_\_\_\_  
LOCALIZACIÓN: TONSUPA-ESMERALDAS  
SONDEO N° 3  
PROFUNDIDAD 5 m

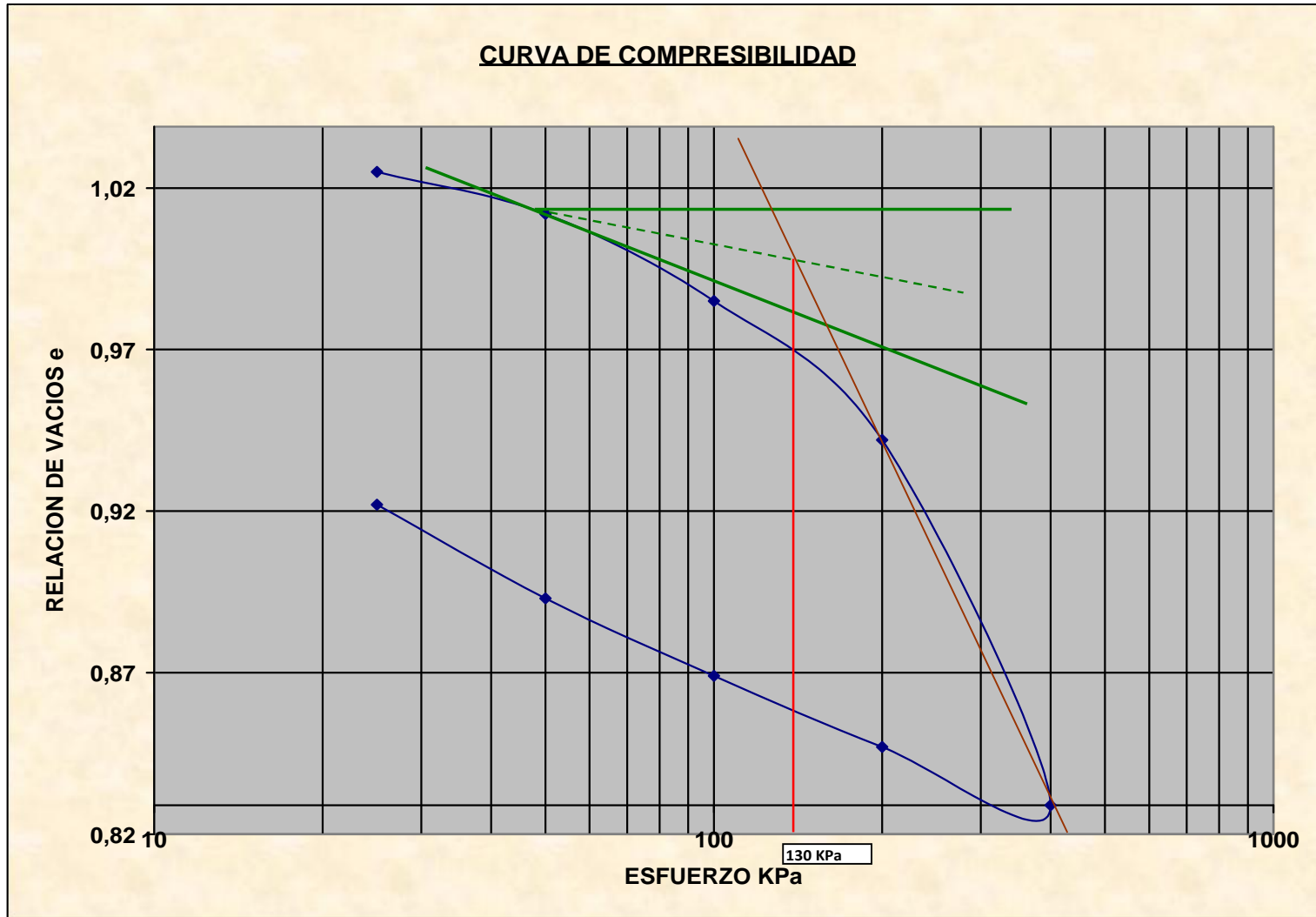
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e	Pm	Hm	em	av	mv	cv	cvm	km *10-8
Kg/cm <sup>2</sup>	mm	%	mm		Kg/cm <sup>2</sup>	mm		cm <sup>2</sup> /kg		cm <sup>2</sup> /seg		cm/seg
0,00	0	0	18,95	1,04								
					0,13	18,89	1,03	0,056				
0,25	0,1300	0,69	18,82	1,03					0,027	0,00981		2,691E-07
					0,38	18,76	1,02	0,054			0,00507	
0,50	0,2560	1,35	18,69	1,01					0,027	0,00034		9,043E-09
					0,75	18,57	1,00	0,053			0,00033	
1,00	0,5000	2,64	18,45	0,99					0,026	0,00032		8,326E-09
					1,50	18,25	0,96	0,044			0,00023	
2,00	0,9070	4,79	18,04	0,94					0,021	0,00014		3,078E-09
					3,00	17,52	0,89	0,056			0,00014	
4,00	1,9530	10,31	17,00	0,83					0,028	0,00013		3,634E-09

DESCARGA				
Carga P	$\delta$	$\epsilon$	H	e
4,00	1,9530	10,31	17,00	0,83
2,00	1,7850	9,42	17,17	0,85
1,00	1,5790	8,33	17,37	0,87
0,50	1,3610	7,18	17,59	0,89
0,25	1,0920	5,76	17,86	0,92

RESULTADOS		
Pc=	1,33	Kg/cm <sup>2</sup>
Cc=	0,375	
av=	0,053	cm <sup>2</sup> /Kg
mv=	0,026	cm <sup>2</sup> /Kg
E=	38,80	Kg/cm <sup>2</sup>
Cv=	0,00215	cm <sup>2</sup> /seg
k=	5,538E-08	cm/seg

SONDEO 3

PROFUNDIDAD: 5 m



#### 6.4. RESUMEN DE RESULTADOS

##### SONDEO 1

Prof. (m)	W %	NSPT	LIMITES					SUSC	AASHTO	IG	Parametros de Resistencia al Corte			CONSOLIDACION		
			LL	LP	Ip	Lc	Ic				Cohesión (t/m <sup>2</sup> )	angulo fricción Φ(grados)	qu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Edómetico E ( Kg/cm <sup>2</sup> )	Indice de Cmpresiilidad Cc (Real)	Presión de Preconsolidación Pc (kg/cm <sup>2</sup> )
0,0-0,5	40,5	14	74	31	43	13	61	CH	A-7-5	49						
0,5-1,0	39,6	13	77	31	46	12	65	CH	A-7-5	53	11,91	12,69	1,9	20,11	0,236	0,72
1,0-1,5	34,6	13	65	31	34	12	53	CH	A-7-5	41						
1,5-2,0	39,0	15	65	30	35	12	53	CH	A-7-5	42	8,33	7,03	1,92	24,56	0,256	0,73
2,0-2,5	40,9	10	81	35	46	11	70	CH	A-7-5	57						
2,5-3,0	50,5	8	82	34	48	11	71	CH	A-7-5	59	5,38	15,02	1,04	14,38	0,395	0,76
3,0-3,5	50,7	11	74	31	43	12	62	CH	A-7-5	52						
3,5-4,0	56,0	12	84	35	49	13	71	CH	A-7-5	60	2,05	11,32	1,82	53,44	0,219	1,07
4,0-4,5	66,1	7	77	34	43	13	64	CH	A-7-5	53						
4,5-5,0	58,4	8	86	35	51	12	74	CH	A-7-5	52	3,07	6,60	0,7	16,13	0,472	0,94

CH : Arcilla inorganica de color café verdoso, de alta plasticidad, con un bajo porcentaie de arena fina.

A-7-5: Se incluyen en este subgrupo los suelos con un índice de plasticidad moderado en relación con el límite líquido y que pueden ser altamente compresibles, además de estar sujetos a importantes cambios de volumen.

**SONDEO 2**

Prof. (m)	W %	NSPT	LIMITES					SUSC	AASHTO	IG	Parametros de Resistencia al Corte			CONSOLIDACION		
			LL	LP	Ip	Lc	Ic				Cohesión (t/m2)	angulo fricción Φ(grados)	qu (Kg/cm2)	Modulo Edométrico E ( Kg/cm2)	Indice de Cmpresibilidad Cc (Real)	Presión de Preconsolidación Pc (kg/cm2)
0,0-0,5	42,0	11	64	31	33	12	52	CH	A-7-5	34						
0,5-1,0	44,8	12	59	30	29	12	47	CH	A-7-5	25			1,7	32,11	0,149	1,07
1,0-1,5	38,2	16	69	31	38	12	57	CH	A-7-5	44						
1,5-2,0	37,4	15	67	31	36	13	54	CH	A-7-5	43	1,35	14,03	2,04	44,25	0,262	1,07
2,0-2,5	40,3	13	78	33	45	12	66	CH	A-7-5	54						
2,5-3,0	45,3	14	67	33	34	13	54	CH	A-7-5	37	5,04	15,27	1,57	22,36	0,299	0,91
3,0-3,5	41,5	9	83	35	48	13	70	CH	A-7-5	58						
3,5-4,0	45,7	8	59	30	29	13	46	CH	A-7-5	32	1,11	15	1,03	11,86	0,372	0,92
4,0-4,5	59,5	14	79	34	45	13	66	CH	A-7-5	51						
4,5-5,0	52,9	13	68	30	38	13	55	CH	A-7-5	45	2,40	20,72	1,77	21,34	0,409	0,93

CH : Arcilla inorganica de color café verdoso, de alta plasticidad, con un bajo porcentaje de arena fina.

A-7-5: Se incluyen en este subgrupo los suelos con un índice de plasticidad moderado en relación con el límite líquido y que pueden ser altamente compresibles, además de estar sujetos a importantes cambios de volumen.

**SONDEO 3**

Prof. (m)	W %	NSPT	LIMITES					SUSC	AASHTO	IG	Parametros de Resistencia al Corte			CONSOLIDACION		
			LL	LP	Ip	Lc	Ic				Cohesión (t/m2)	angulo fricción $\Phi$ (grados)	qu (Kg/cm2)	Modulo Edométrico E ( Kg/cm2)	Indice de Cmpresiilidad Cc (Real)	Presión de Preconsolidación Pc (kg/cm2)
0,0-0,5	32,1	9	67	29	38	13	54	CH	A-7-6	38						
0,5-1,0	39,2	10	58	29	29	13	42	CH	A-7-6	22			1,27	52,86	0,096	0,59
1,0-1,5	40,5	13	58	27	31	13	45	CH	A-7-6	34						
1,5-2,0	41,1	14	65	30	35	12	53	CH	A-7-5	38	3,45	11,36	1,97	35,52	0,332	0,80
2,0-2,5	46,1	13	73	31	42	12	61	CH	A-7-5	50						
2,5-3,0	48,1	12	66	30	36	12	54	CH	A-7-5	40	1,60	11,18	1,48	23,60	0,409	1,12
3,0-3,5	56,5	13	95	32	63	11	86	CH	A-7-5	77						
3,5-4,0	58,0	14	98	35	63	12	86	CH	A-7-5	76	2,15	11,06	1,83	28,70	0,395	1,12
4,0-4,5	63,4	8	79	32	47	12	67	CH	A-7-5	56						
4,5-5,0	67,5	10	87	35	52	13	74	CH	A-7-5	62	2,28	7,39	1,21	38,80	0,375	1,33

CH : Arcilla inorganica de color café verdoso, de alta plasticidad, con un bajo porcentaje de arena fina.

A-7-5: Se incluyen en este subgrupo los suelos con un índice de plasticidad moderado en relación con el límite líquido y que pueden ser altamente compresibles, además de estar sujetos a importantes cambios de volumen.

<b>CÁLCULO DEL PESO UNITARIO</b>												
<b>SONDEO N° 1</b>				<b>SONDEO N° 2</b>				<b>SONDEO N° 3</b>				
PROFUNDIDAD (m)	PESO UNITARIO			PROFUNDIDAD (m)	PESO UNITARIO			PROFUNDIDAD (m)	PESO UNITARIO			
	KN/m <sup>3</sup>	Ton/m <sup>3</sup>	PROMEDIO		KN/m <sup>3</sup>	Ton/m <sup>3</sup>	PROMEDIO		KN/m <sup>3</sup>	Ton/m <sup>3</sup>	PROMEDIO	
1	15,70	1,60		1				1				
	18,11	1,85	1,73									
	17,04	1,74										
2	17,32	1,77		2	15,51	1,58		2	17,79	1,82		
	17,20	1,76	1,76		16,79	1,71	1,65		18,13	1,85	1,83	
									17,96			
3	17,10	1,74		3	16,86	1,72		3	16,74	1,71		
	16,86	1,72	1,75		17,62	1,80	1,76		16,61	1,69	1,74	
	17,62	1,80							17,72	1,81		
4	15,51	1,58		4	15,51	1,58		4	15,74	1,61		
	16,14	1,65	1,61		16,81	1,72	1,65		16,14	1,65	1,64	
	15,73	1,61			16,31	1,66			16,32	1,67		
5	16,98	1,73		5	15,74	1,61		5	14,90	1,52		
	16,37	1,67	1,65		17,90	1,83	1,70		15,65	1,60	1,55	
	15,30	1,56			16,21	1,65			14,90	1,52		

## 6.5. CORRELACIONES DEL INDICE DE COMPRESIBILIDAD POR AUTOR

### 6.5.1 Correlaciones en funcion del limite líquido

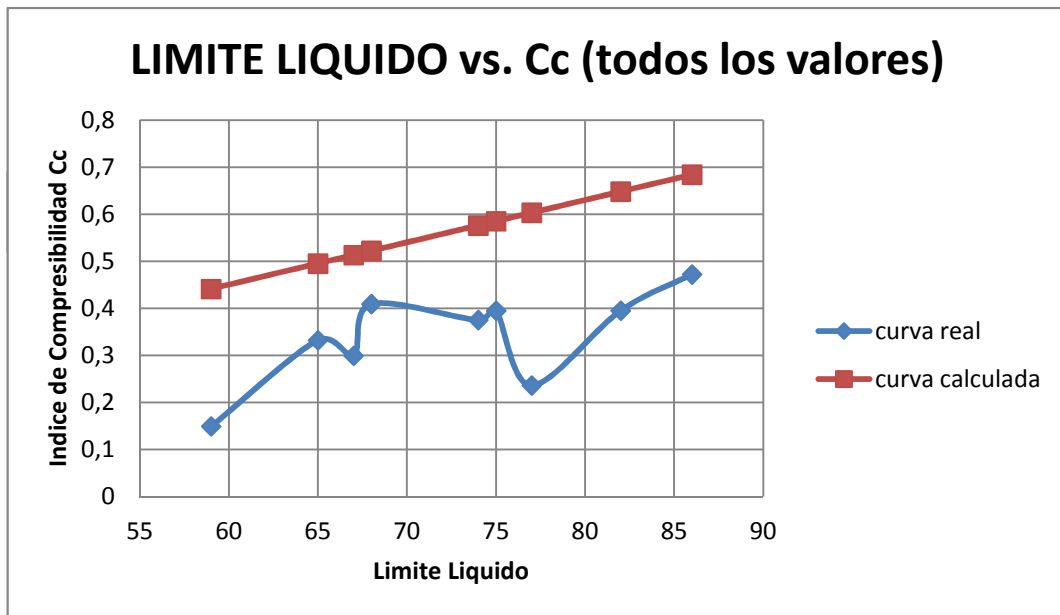
**Cc = 0,009 (LL-10) Skempton (1944) Arcillas Inalteradas**

**Cc = A (LL - B)**

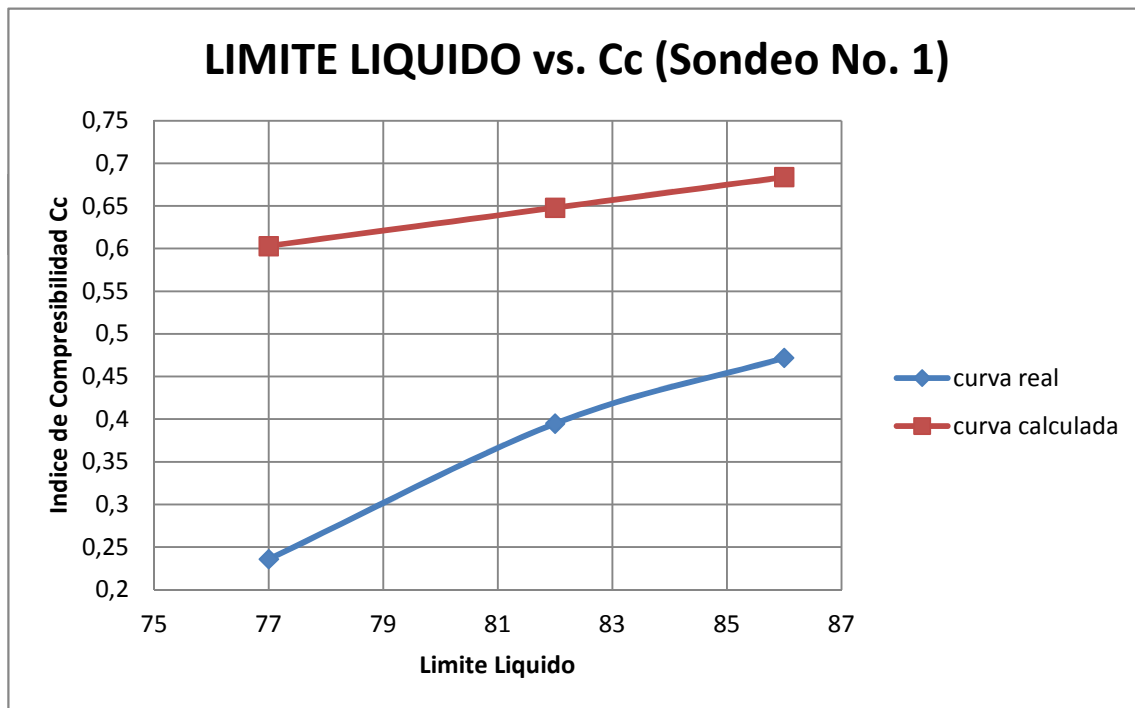
#### CORRELACION DE SKEMPTON PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS

Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	0,009	10	0,603	0,236
2		65	0,009	10	0,495	0,256
3		82	0,009	10	0,648	0,395
4		84	0,009	10	0,666	0,219
5		86	0,009	10	0,684	0,472
1	2	59	0,009	10	0,441	0,149
2		67	0,009	10	0,513	0,262
3		67	0,009	10	0,513	0,299
4		59	0,009	10	0,441	0,372
5		68	0,009	10	0,522	0,409
1	3	58	0,009	10	0,432	0,096
2		65	0,009	10	0,495	0,332
3		66	0,009	10	0,504	0,409
4		75	0,009	10	0,585	0,395
5		74	0,009	10	0,576	0,375

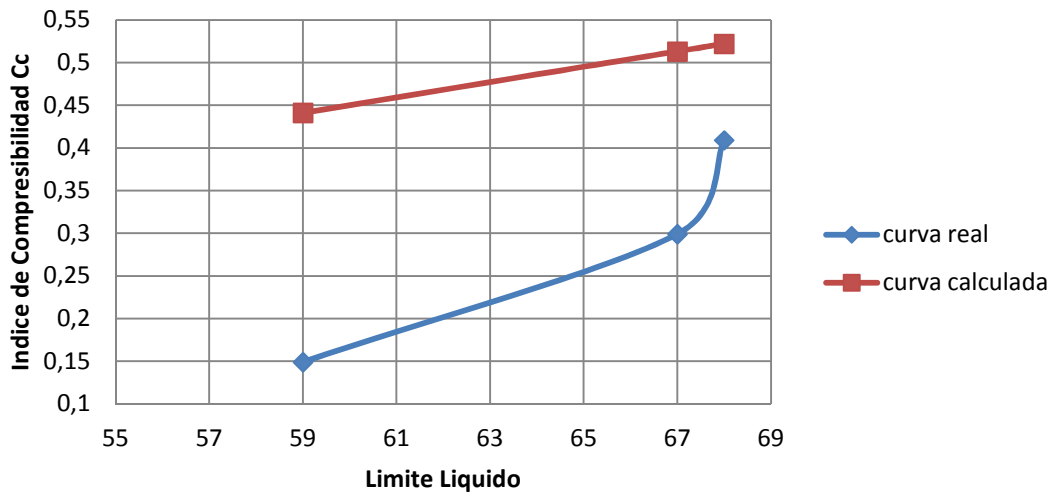
CORRELACION DE SKEMPTON - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	2	59	0,009	10	0,441	0,149
2	3	65	0,009	10	0,495	0,332
3	2	67	0,009	10	0,513	0,299
5	2	68	0,009	10	0,522	0,409
5	3	74	0,009	10	0,576	0,375
4	3	75	0,009	10	0,585	0,395
1	1	77	0,009	10	0,603	0,236
3	1	82	0,009	10	0,648	0,395
5	1	86	0,009	10	0,684	0,472



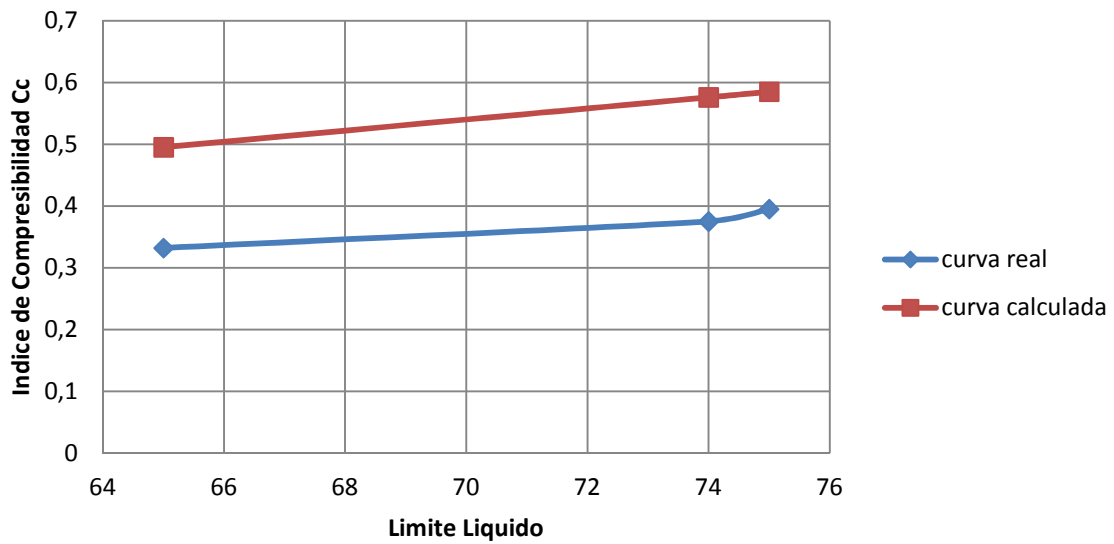
CORRELACION DE SKEMPTON - INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	0,009	10	0,603	0,236
3	1	82	0,009	10	0,648	0,395
5	1	86	0,009	10	0,684	0,472
1	2	59	0,009	10	0,441	0,149
3	2	67	0,009	10	0,513	0,299
5	2	68	0,009	10	0,522	0,409
2	3	65	0,009	10	0,495	0,332
5	3	74	0,009	10	0,576	0,375
4	3	75	0,009	10	0,585	0,395



### LIMITE LIQUIDO vs. Cc (Sondeo No. 2)



### LIMITE LIQUIDO vs. Cc (Sondeo No. 3)



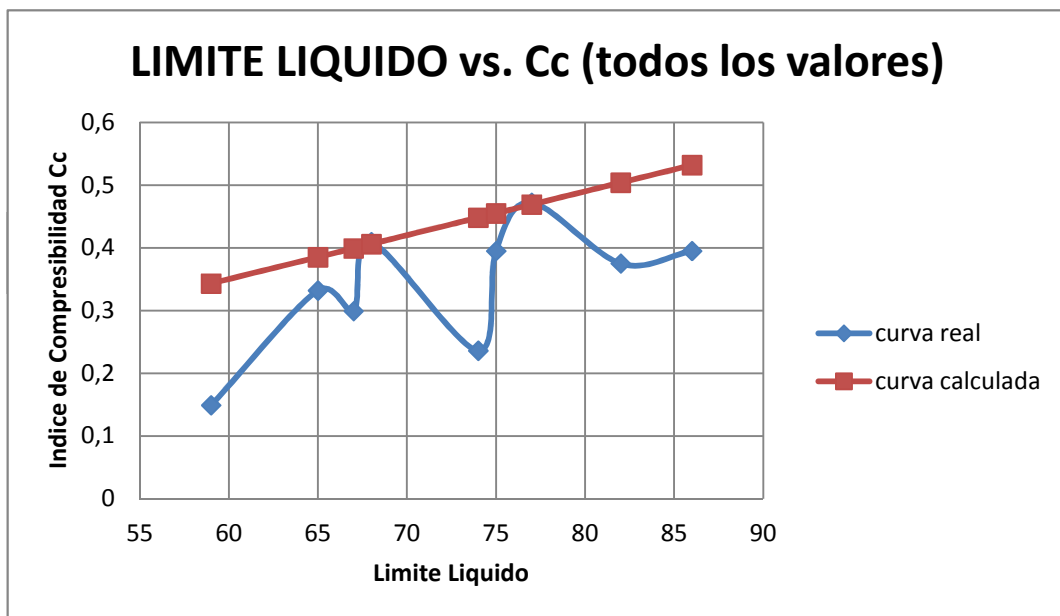
**Cc = 0,007 (LL-10) Terzaghi y Peck (1967) Arcillas Remoldeadas**

**Cc = A (LL - B)**

**CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS**

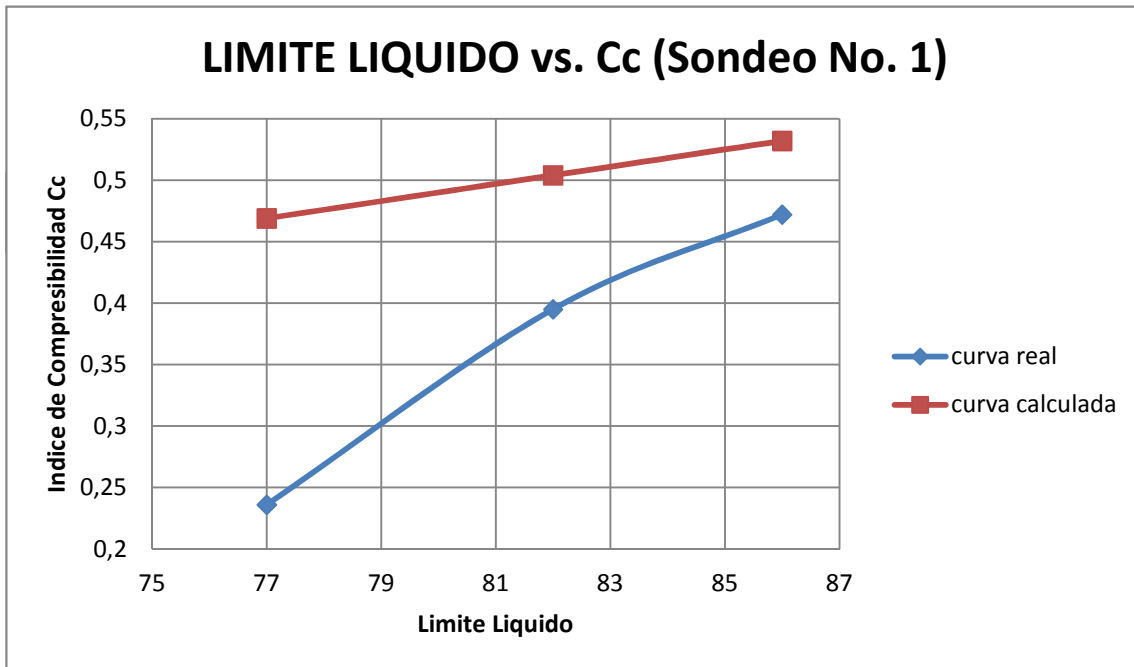
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	0,007	10	0,469	0,236
2		65	0,007	10	0,385	0,256
3		82	0,007	10	0,504	0,395
4		84	0,007	10	0,518	0,219
5		86	0,007	10	0,532	0,472
1	2	59	0,007	10	0,343	0,149
2		67	0,007	10	0,399	0,262
3		67	0,007	10	0,399	0,299
4		59	0,007	10	0,343	0,372
5		68	0,007	10	0,406	0,409
1	3	58	0,007	10	0,336	0,096
2		65	0,007	10	0,385	0,332
3		66	0,007	10	0,392	0,409
4		75	0,007	10	0,455	0,395
5		74	0,007	10	0,448	0,375

CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	2	59	0,007	10	0,343	0,149
2	3	65	0,007	10	0,385	0,332
3	2	67	0,007	10	0,399	0,299
5	2	68	0,007	10	0,406	0,409
1	1	74	0,007	10	0,448	0,236
3	1	75	0,007	10	0,455	0,395
5	1	77	0,007	10	0,469	0,472
5	3	82	0,007	10	0,504	0,375
4	3	86	0,007	10	0,532	0,395

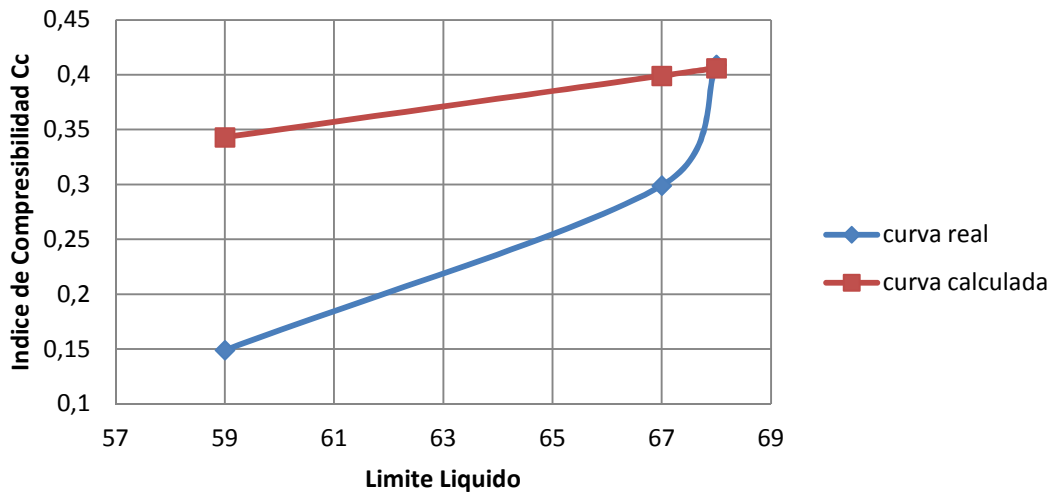


**CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO**

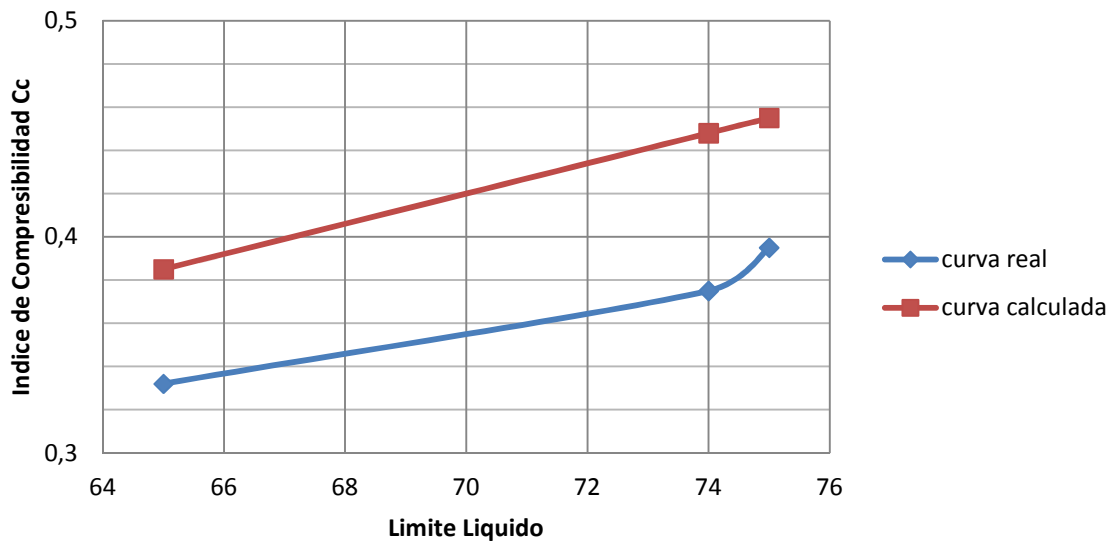
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	0,007	10	0,469	0,236
3	1	82	0,007	10	0,504	0,395
5	1	86	0,007	10	0,532	0,472
1	2	59	0,007	10	0,343	0,149
3	2	67	0,007	10	0,399	0,299
5	2	68	0,007	10	0,406	0,409
2	3	65	0,007	10	0,385	0,332
5	3	74	0,007	10	0,448	0,375
4	3	75	0,007	10	0,455	0,395



### LIMITE LIQUIDO vs. Cc (Sondeo No. 2)



### LIMITE LIQUIDO vs. Cc (Sondeo No. 3)

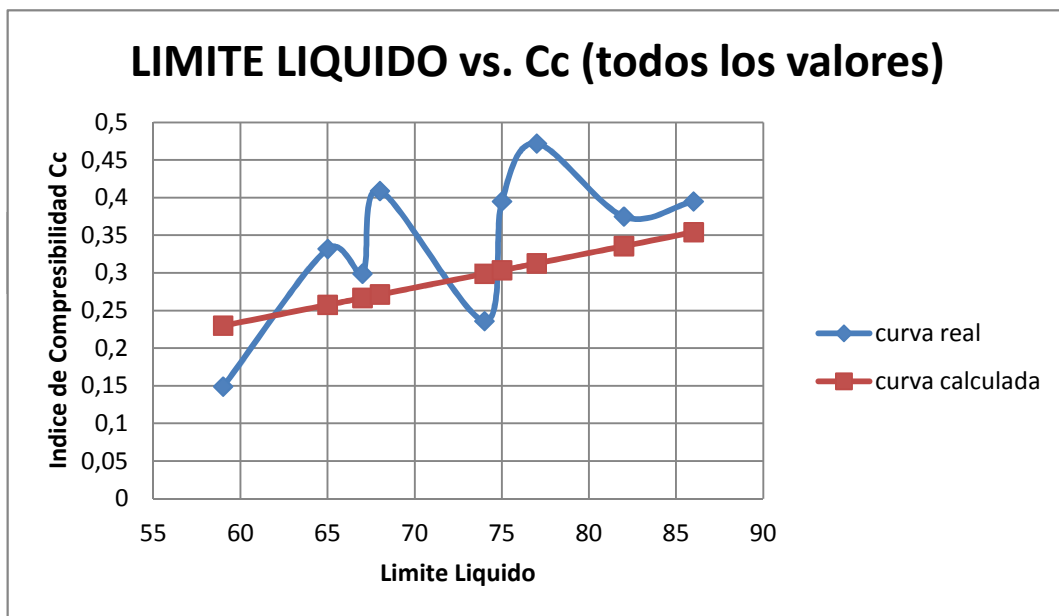


**Cc = 0,0046 (LL-9) Azzouz Arcillas Brasileñas**

**Cc = A (LL - B)**

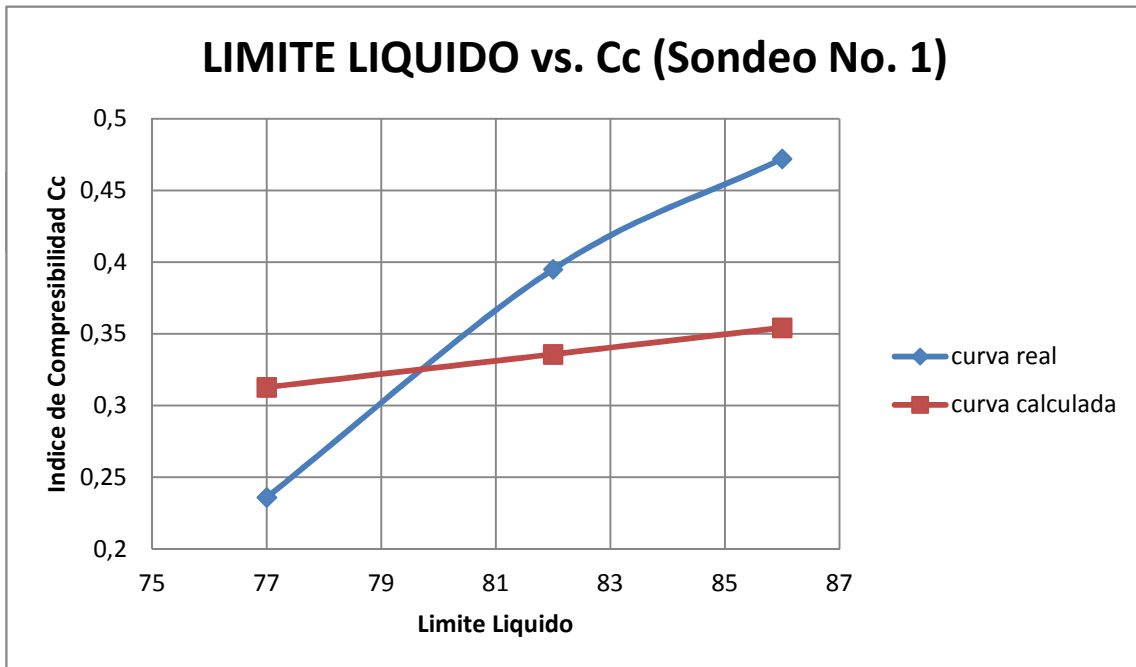
CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	0,0046	9	0,313	0,236
2		65	0,0046	9	0,258	0,256
3		82	0,0046	9	0,336	0,395
4		84	0,0046	9	0,345	0,219
5		86	0,0046	9	0,354	0,472
1	2	59	0,0046	9	0,230	0,149
2		67	0,0046	9	0,267	0,262
3		67	0,0046	9	0,267	0,299
4		59	0,0046	9	0,230	0,372
5		68	0,0046	9	0,271	0,409
1	3	58	0,0046	9	0,225	0,096
2		65	0,0046	9	0,258	0,332
3		66	0,0046	9	0,262	0,409
4		75	0,0046	9	0,304	0,395
5		74	0,0046	9	0,299	0,375

CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	2	59	0,0046	9	0,230	0,149
2	3	65	0,0046	9	0,258	0,332
3	2	67	0,0046	9	0,267	0,299
5	2	68	0,0046	9	0,271	0,409
1	1	74	0,0046	9	0,299	0,236
3	1	75	0,0046	9	0,304	0,395
5	1	77	0,0046	9	0,313	0,472
5	3	82	0,0046	9	0,336	0,375
4	3	86	0,0046	9	0,354	0,395

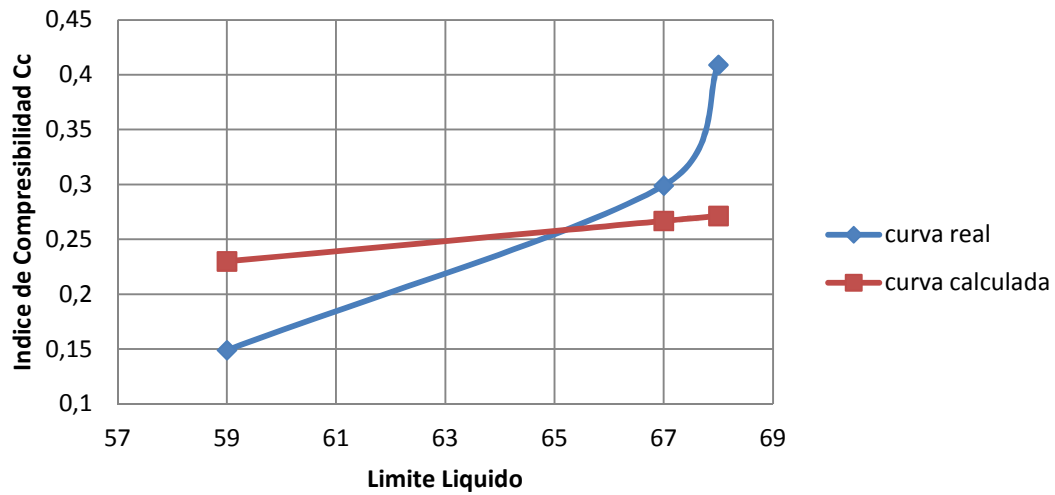


**CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO**

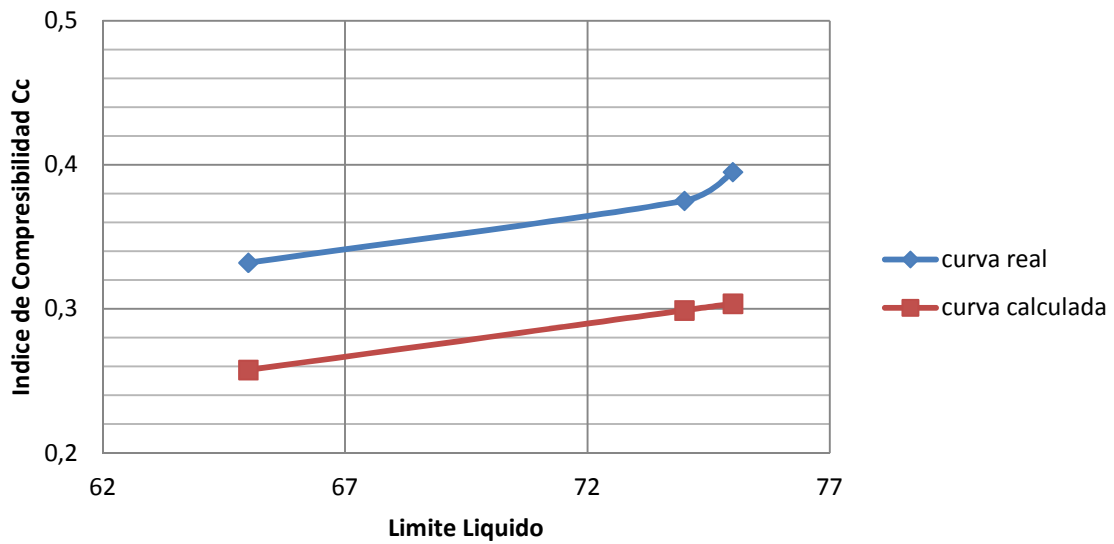
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	0,0046	9	0,313	0,236
3	1	82	0,0046	9	0,336	0,395
5	1	86	0,0046	9	0,354	0,472
1	2	59	0,0046	9	0,230	0,149
3	2	67	0,0046	9	0,267	0,299
5	2	68	0,0046	9	0,271	0,409
2	3	65	0,0046	9	0,258	0,332
5	3	74	0,0046	9	0,299	0,375
4	3	75	0,0046	9	0,304	0,395



### LIMITE LIQUIDO vs. Cc (Sondeo No. 2)



### LIMITE LIQUIDO vs. Cc (Sondeo No. 3)

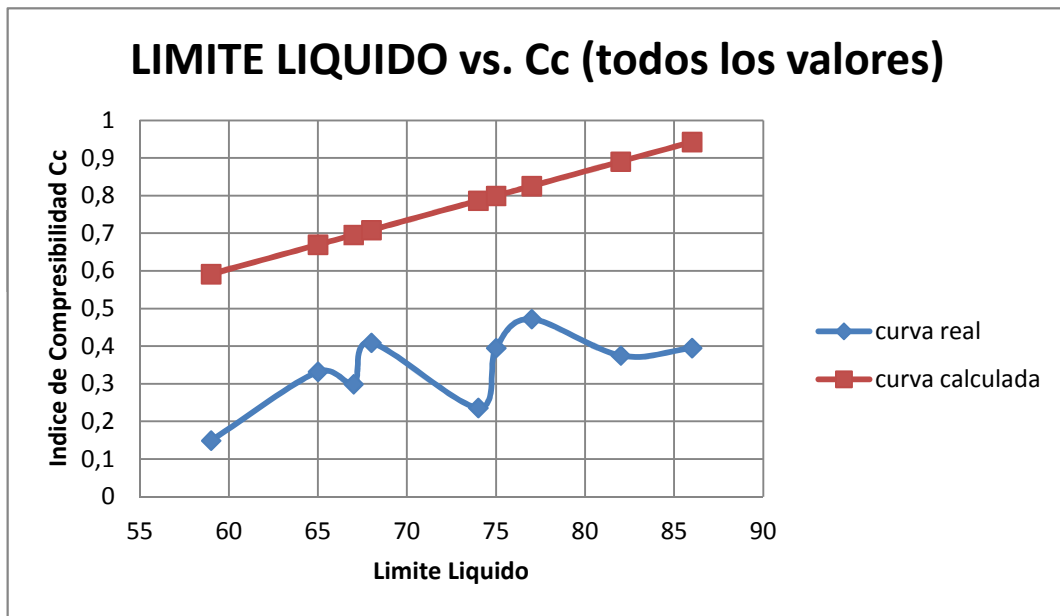


$$C_c = 0,013 (LL-13,5) \quad \text{Yamagutsi} \quad (1959)$$

$$C_c = A (LL - B)$$

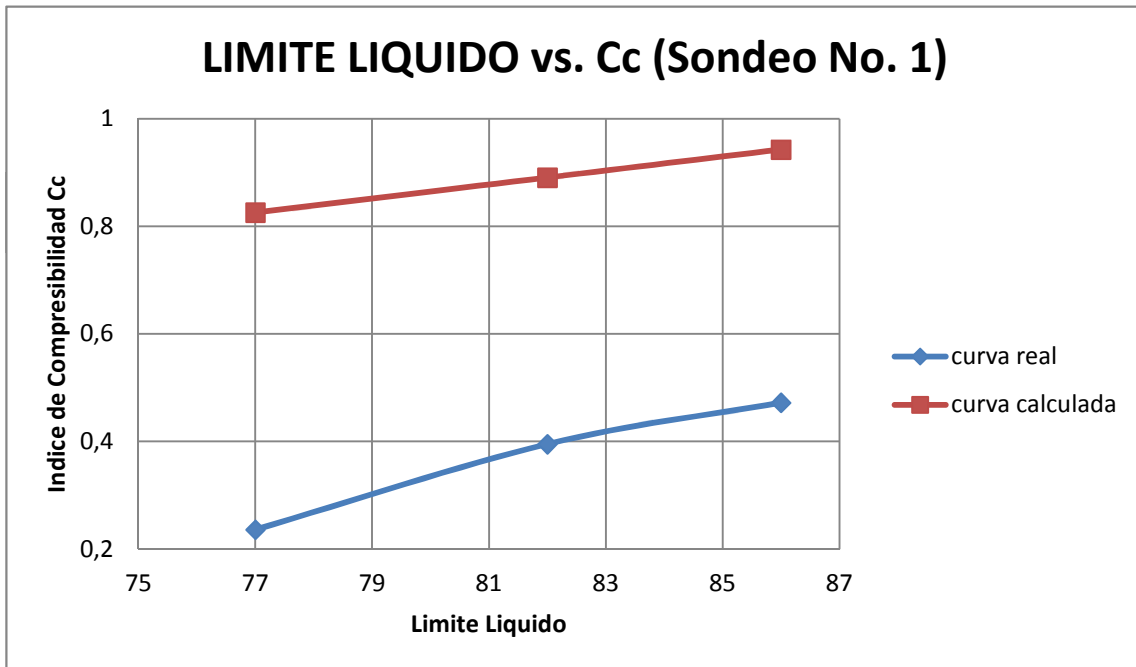
CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	0,013	13,5	0,826	0,236
2		65	0,013	13,5	0,670	0,256
3		82	0,013	13,5	0,891	0,395
4		84	0,013	13,5	0,917	0,219
5		86	0,013	13,5	0,943	0,472
1	2	59	0,013	13,5	0,592	0,149
2		67	0,013	13,5	0,696	0,262
3		67	0,013	13,5	0,696	0,299
4		59	0,013	13,5	0,592	0,372
5		68	0,013	13,5	0,709	0,409
1	3	58	0,013	13,5	0,579	0,096
2		65	0,013	13,5	0,670	0,332
3		66	0,013	13,5	0,683	0,409
4		75	0,013	13,5	0,800	0,395
5		74	0,013	13,5	0,787	0,375

CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	2	59	0,013	13,5	0,592	0,149
2	3	65	0,013	13,5	0,670	0,332
3	2	67	0,013	13,5	0,696	0,299
5	2	68	0,013	13,5	0,709	0,409
1	1	74	0,013	13,5	0,787	0,236
3	1	75	0,013	13,5	0,800	0,395
5	1	77	0,013	13,5	0,826	0,472
5	3	82	0,013	13,5	0,891	0,375
4	3	86	0,013	13,5	0,943	0,395

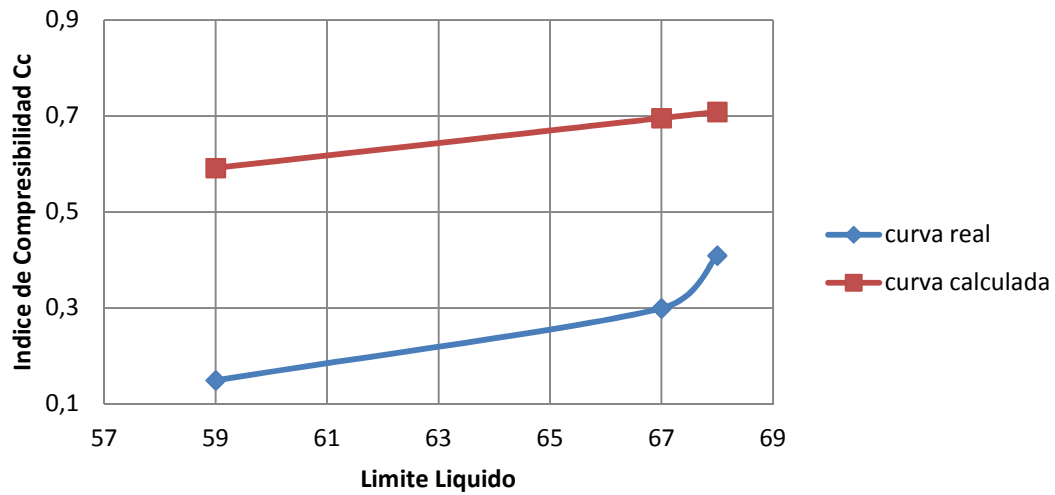


**CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO**

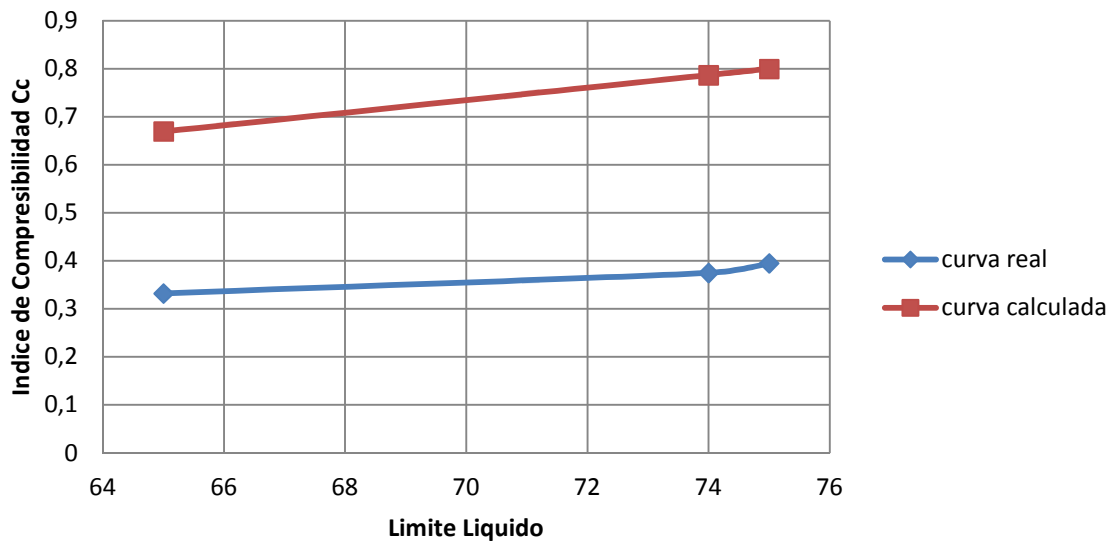
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	0,013	13,5	0,826	0,236
3	1	82	0,013	13,5	0,891	0,395
5	1	86	0,013	13,5	0,943	0,472
1	2	59	0,013	13,5	0,592	0,149
3	2	67	0,013	13,5	0,696	0,299
5	2	68	0,013	13,5	0,709	0,409
2	3	65	0,013	13,5	0,670	0,332
5	3	74	0,013	13,5	0,787	0,375
4	3	75	0,013	13,5	0,800	0,395



### LIMITE LIQUIDO vs. Cc (Sondeo No. 2)



### LIMITE LIQUIDO vs. Cc (Sondeo No. 3)

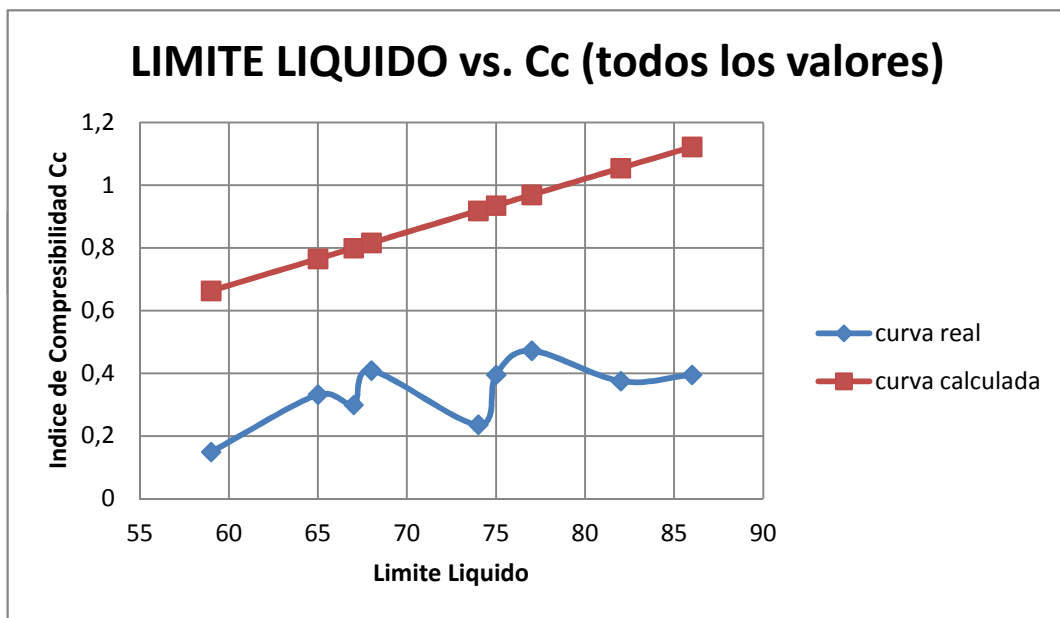


$$C_c = 0,017(LL-20) \quad \text{Shouka (1964)}$$

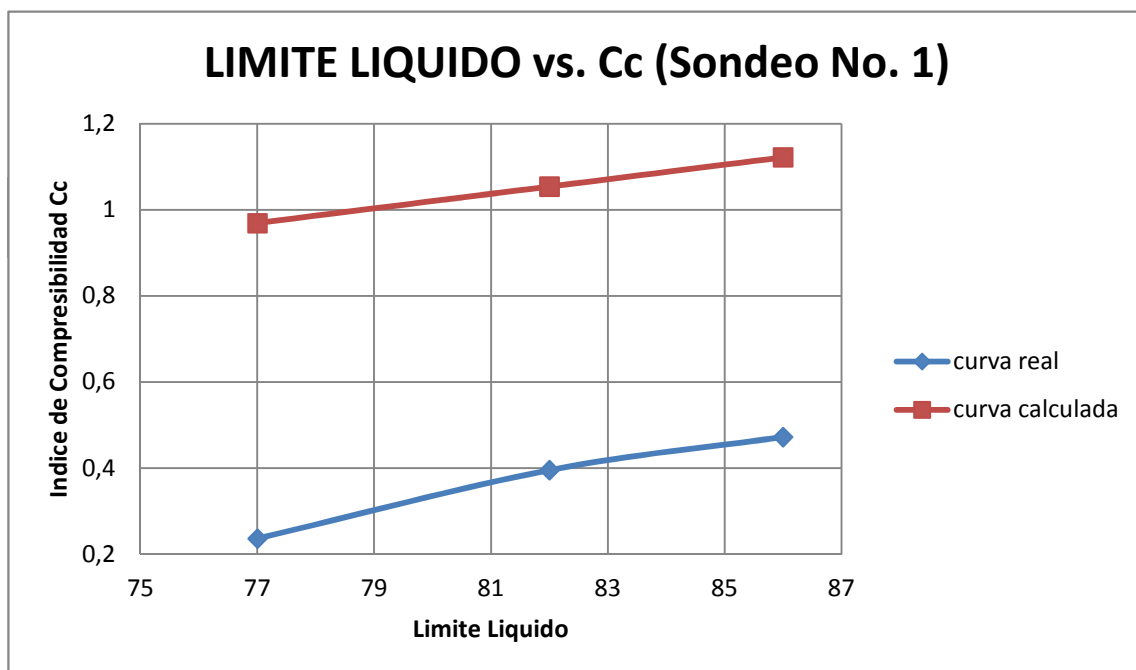
$$C_c = A (LL - B)$$

CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	0,017	20	0,969	0,236
2		65	0,017	20	0,765	0,256
3		82	0,017	20	1,054	0,395
4		84	0,017	20	1,088	0,219
5		86	0,017	20	1,122	0,472
1	2	59	0,017	20	0,663	0,149
2		67	0,017	20	0,799	0,262
3		67	0,017	20	0,799	0,299
4		59	0,017	20	0,663	0,372
5		68	0,017	20	0,816	0,409
1	3	58	0,017	20	0,646	0,096
2		65	0,017	20	0,765	0,332
3		66	0,017	20	0,782	0,409
4		75	0,017	20	0,935	0,395
5		74	0,017	20	0,918	0,375

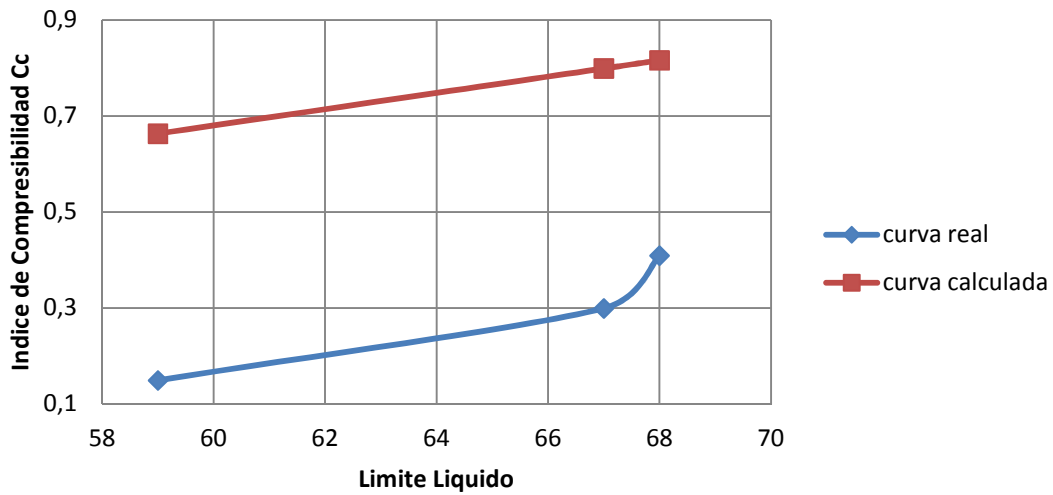
CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	2	59	0,017	20	0,663	0,149
2	3	65	0,017	20	0,765	0,332
3	2	67	0,017	20	0,799	0,299
5	2	68	0,017	20	0,816	0,409
1	1	74	0,017	20	0,918	0,236
3	1	75	0,017	20	0,935	0,395
5	1	77	0,017	20	0,969	0,472
5	3	82	0,017	20	1,054	0,375
4	3	86	0,017	20	1,122	0,395



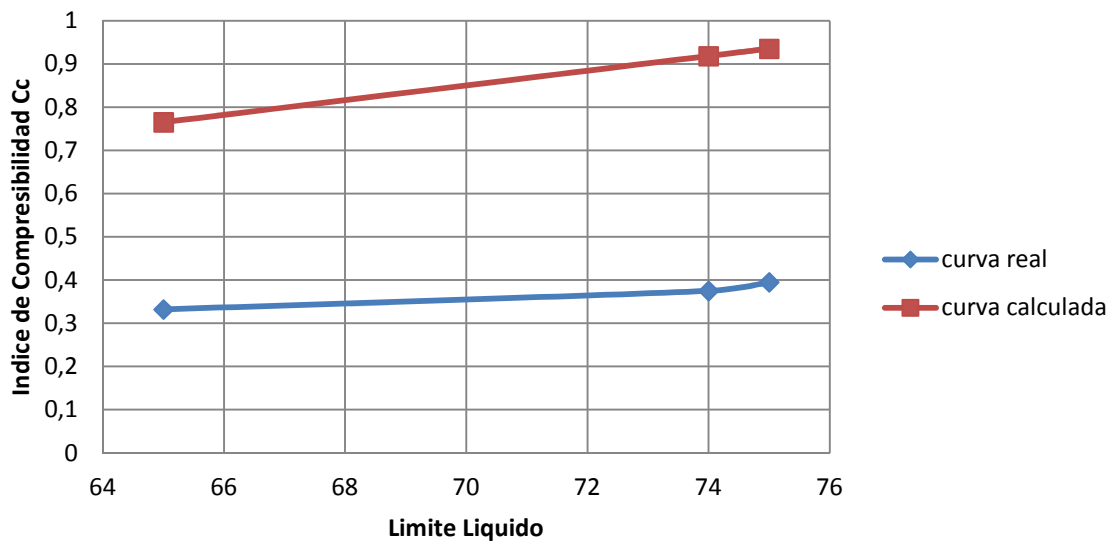
CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	0,017	20	0,969	0,236
3	1	82	0,017	20	1,054	0,395
5	1	86	0,017	20	1,122	0,472
1	2	59	0,017	20	0,663	0,149
3	2	67	0,017	20	0,799	0,299
5	2	68	0,017	20	0,816	0,409
2	3	65	0,017	20	0,765	0,332
5	3	74	0,017	20	0,918	0,375
4	3	75	0,017	20	0,935	0,395



### LIMITE LIQUIDO vs. Cc (Sondeo No. 2)



### LIMITE LIQUIDO vs. Cc (Sondeo No. 3)



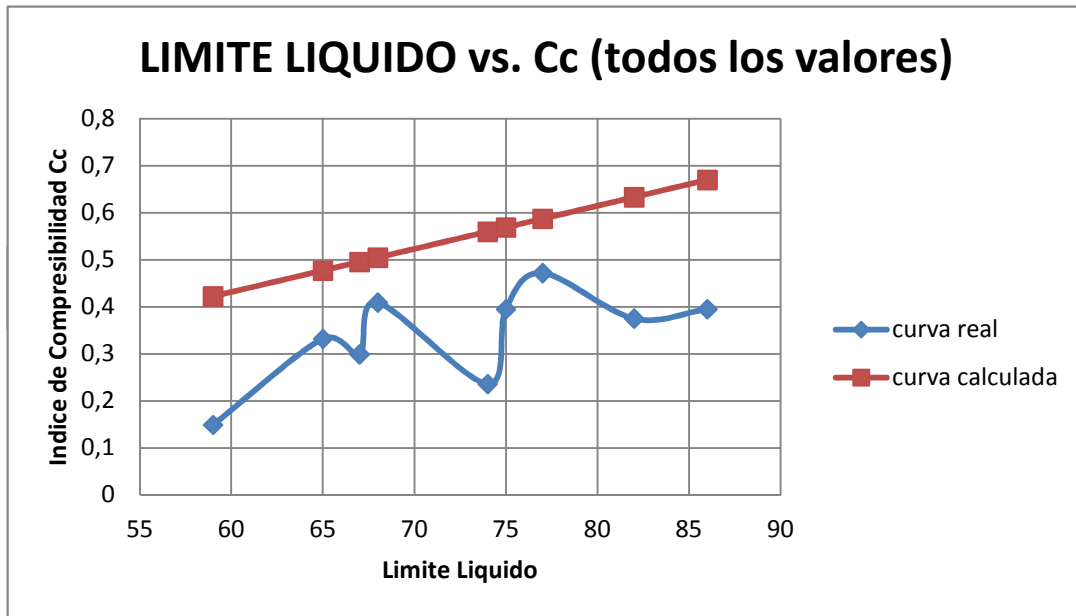
$$C_c = (LL-13)/109 \quad \text{Mayne (1980)}$$

$$C_c = (LL - A)/B$$

CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	13	109	0,587	0,236
2		65	13	109	0,477	0,256
3		82	13	109	0,633	0,395
4		84	13	109	0,651	0,219
5		86	13	109	0,670	0,472
1	2	59	13	109	0,422	0,149
2		67	13	109	0,495	0,262
3		67	13	109	0,495	0,299
4		59	13	109	0,422	0,372
5		68	13	109	0,505	0,409
1	3	58	13	109	0,413	0,096
2		65	13	109	0,477	0,332
3		66	13	109	0,486	0,409
4		75	13	109	0,569	0,395
5		74	13	109	0,560	0,375

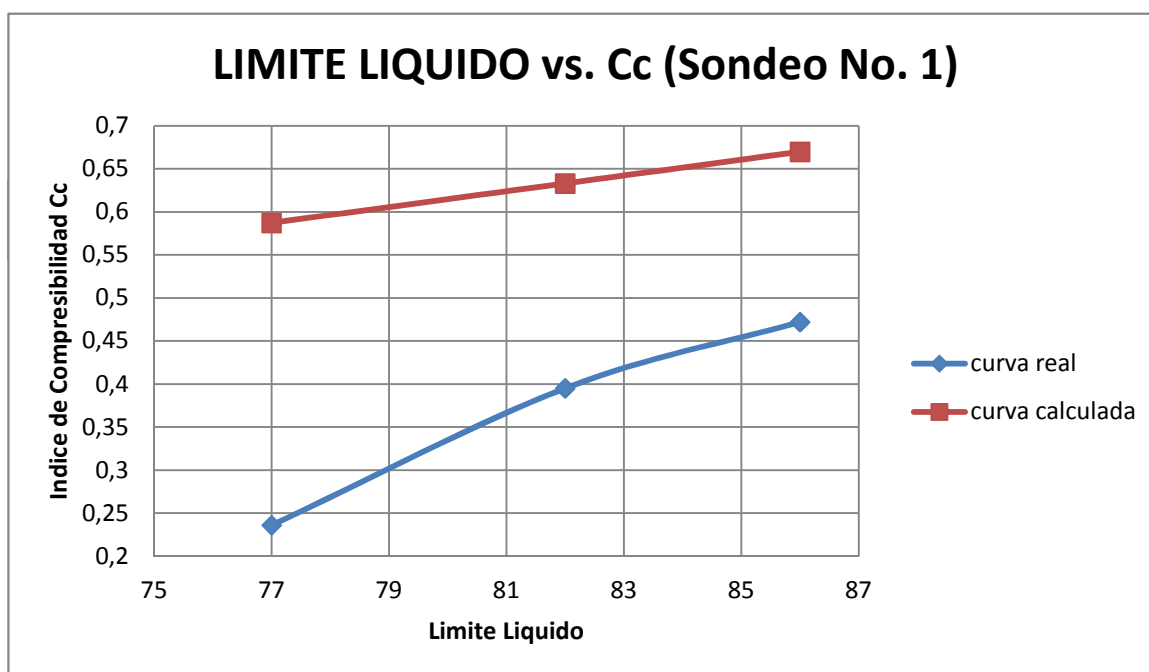
**CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)**

Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	2	59	13	109	0,422	0,149
2	3	65	13	109	0,477	0,332
3	2	67	13	109	0,495	0,299
5	2	68	13	109	0,505	0,409
1	1	74	13	109	0,560	0,236
3	1	75	13	109	0,569	0,395
5	1	77	13	109	0,587	0,472
5	3	82	13	109	0,633	0,375
4	3	86	13	109	0,670	0,395

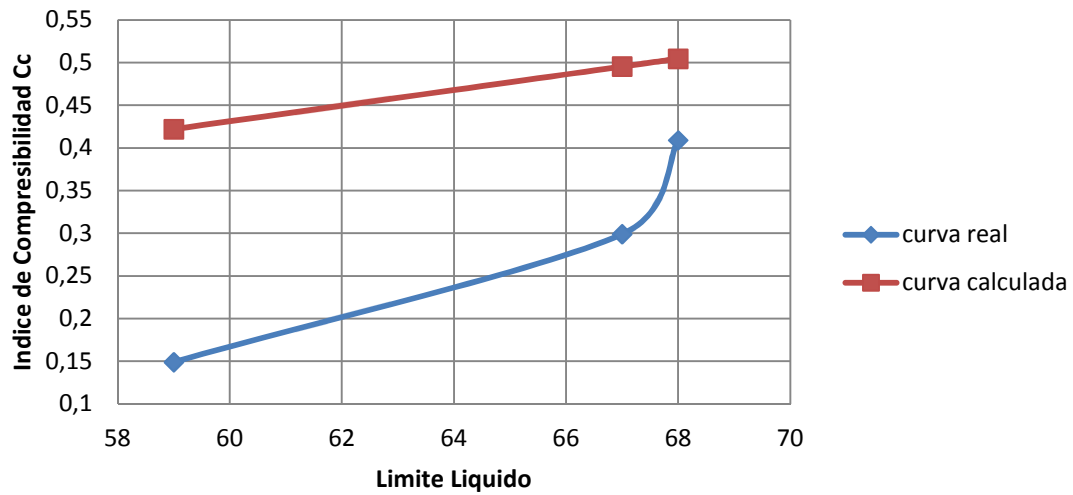


**CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO**

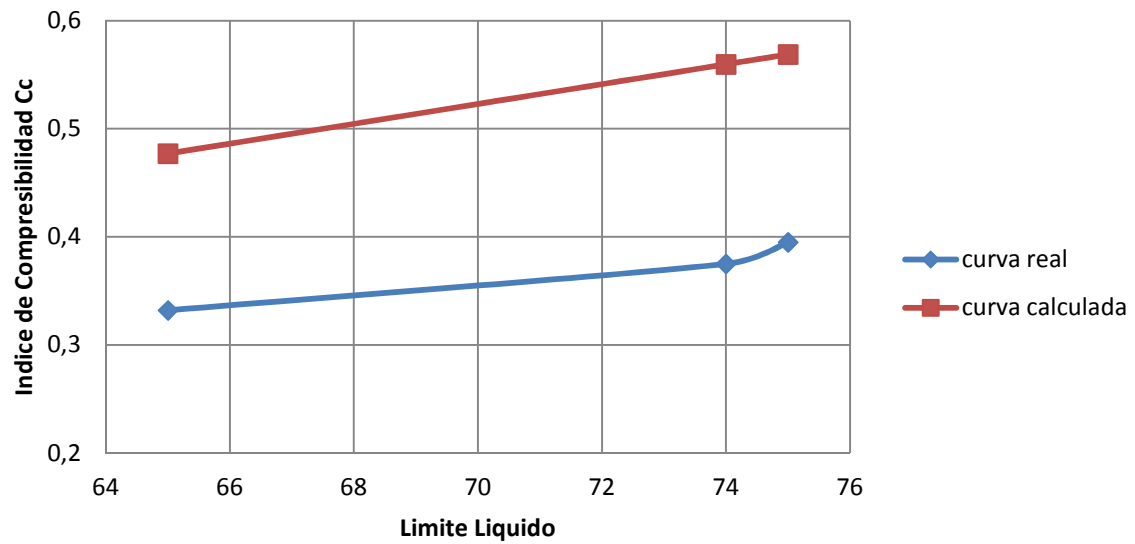
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	13	109	0,587	0,236
3	1	82	13	109	0,633	0,395
5	1	86	13	109	0,670	0,472
1	2	59	13	109	0,422	0,149
3	2	67	13	109	0,495	0,299
5	2	68	13	109	0,505	0,409
2	3	65	13	109	0,477	0,332
5	3	74	13	109	0,560	0,375
4	3	75	13	109	0,569	0,395



### LIMITE LIQUIDO vs. Cc (Sondeo No. 2)



### LIMITE LIQUIDO vs. Cc (Sondeo No. 3)

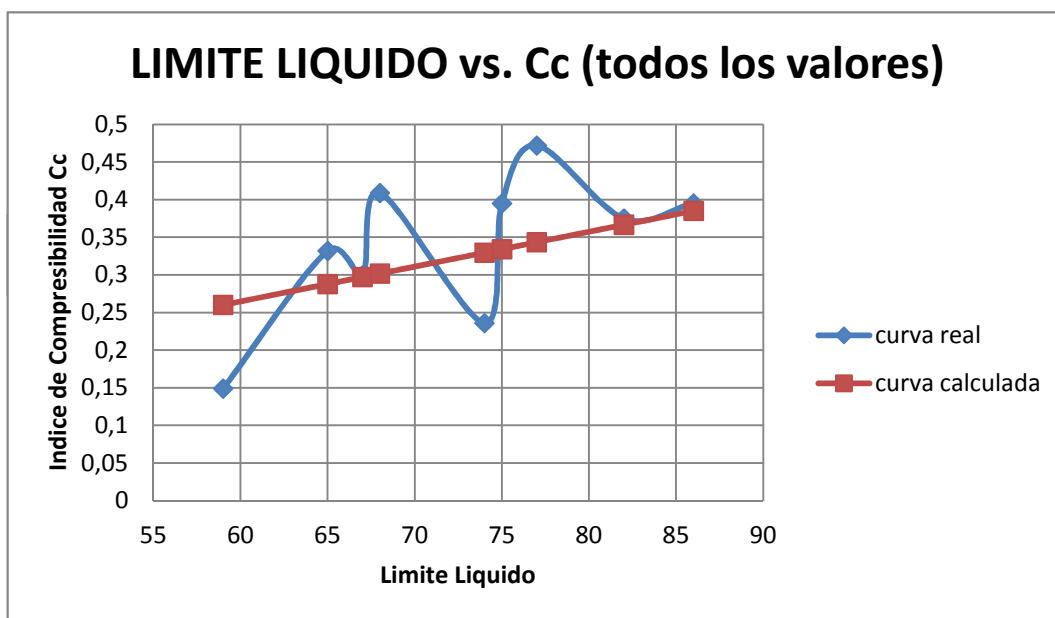


$$C_c = 0,00463 LL - 0,013 \text{ Balasubramaniam y Brenner (1981)}$$

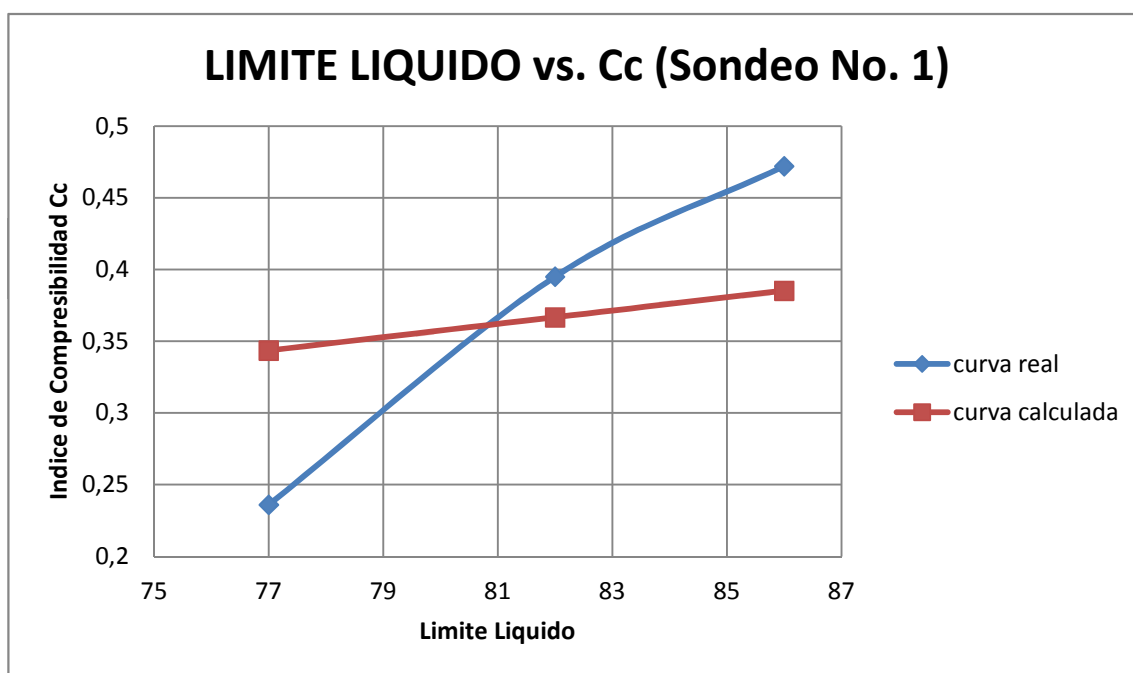
$$C_c = (A * LL) - B$$

CORRELACIONES - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	0,00463	0,013	0,344	0,236
2		65	0,00463	0,013	0,288	0,256
3		82	0,00463	0,013	0,367	0,395
4		84	0,00463	0,013	0,376	0,219
5		86	0,00463	0,013	0,385	0,472
1	2	59	0,00463	0,013	0,260	0,149
2		67	0,00463	0,013	0,297	0,262
3		67	0,00463	0,013	0,297	0,299
4		59	0,00463	0,013	0,260	0,372
5		68	0,00463	0,013	0,302	0,409
1	3	58	0,00463	0,013	0,256	0,096
2		65	0,00463	0,013	0,288	0,332
3		66	0,00463	0,013	0,293	0,409
4		75	0,00463	0,013	0,334	0,395
5		74	0,00463	0,013	0,330	0,375

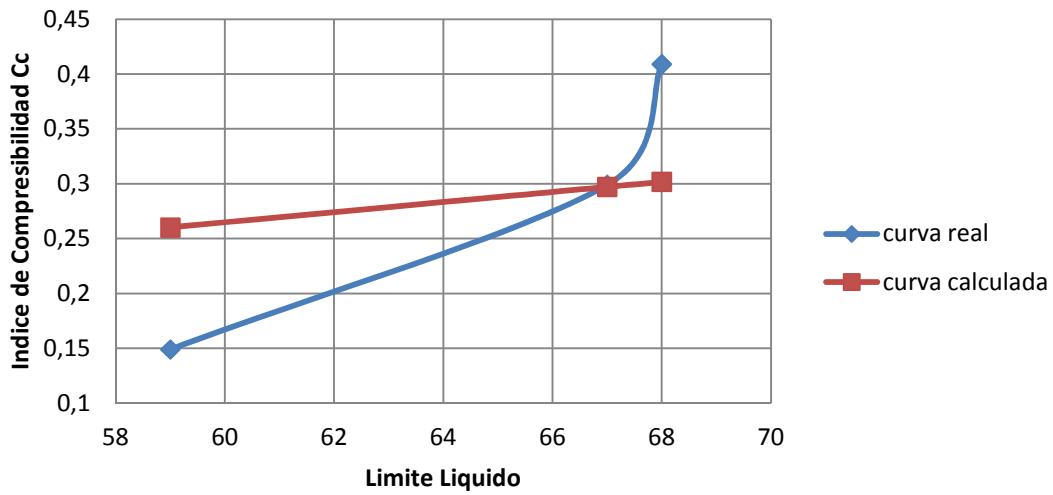
CORRELACIONES - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	2	59	0,00463	0,013	0,260	0,149
2	3	65	0,00463	0,013	0,288	0,332
3	2	67	0,00463	0,013	0,297	0,299
5	2	68	0,00463	0,013	0,302	0,409
1	1	74	0,00463	0,013	0,330	0,236
3	1	75	0,00463	0,013	0,334	0,395
5	1	77	0,00463	0,013	0,344	0,472
5	3	82	0,00463	0,013	0,367	0,375
4	3	86	0,00463	0,013	0,385	0,395



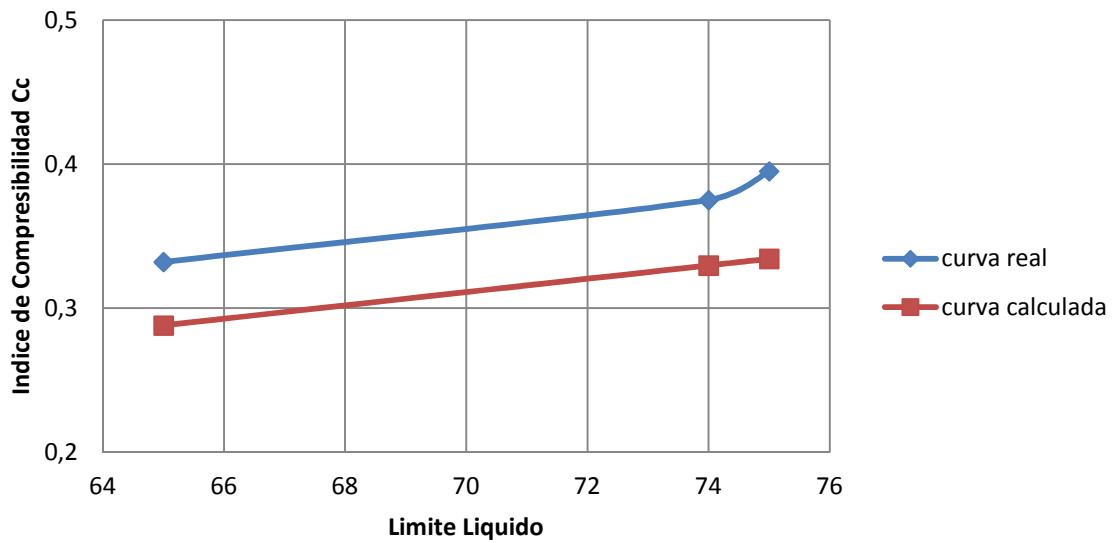
CORRELACIONES - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	0,00463	0,013	0,344	0,236
3	1	82	0,00463	0,013	0,367	0,395
5	1	86	0,00463	0,013	0,385	0,472
1	2	59	0,00463	0,013	0,260	0,149
3	2	67	0,00463	0,013	0,297	0,299
5	2	68	0,00463	0,013	0,302	0,409
2	3	65	0,00463	0,013	0,288	0,332
5	3	74	0,00463	0,013	0,330	0,375
4	3	75	0,00463	0,013	0,334	0,395



### LIMITE LIQUIDO vs. Cc (Sondeo No. 2)



### LIMITE LIQUIDO vs. Cc (Sondeo No. 3)



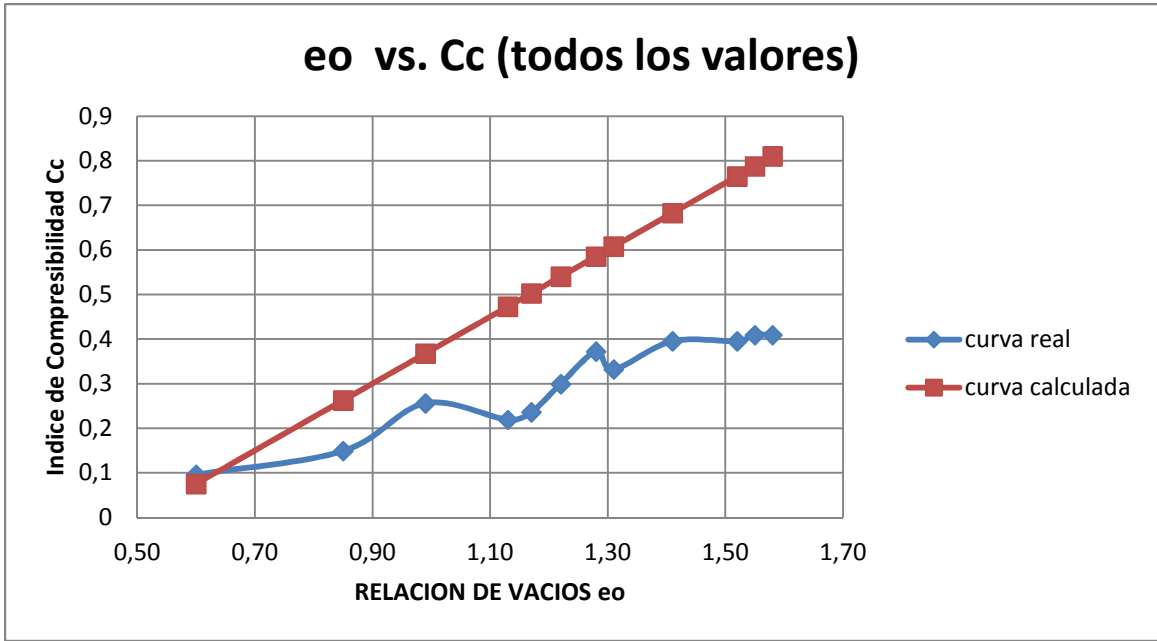
### 6.5.2. Correlaciones en función de la relación de vacíos

$$C_c = 0,75 (e_o - 0,5) \text{ Sowers(1970) - Arcillas de baja plasticidad}$$

$$C_c = A (e_o - B)$$

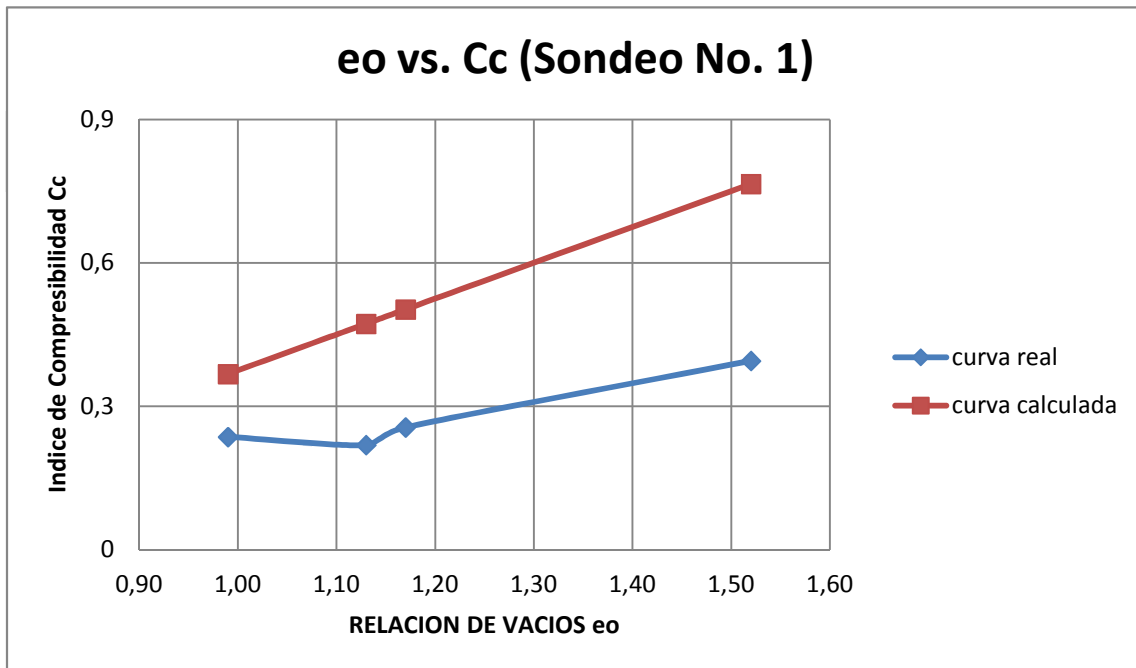
CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS						
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	1,17	0,75	0,5	0,503	0,236
2		0,99	0,75	0,5	0,368	0,256
3		1,52	0,75	0,5	0,765	0,395
4		1,13	0,75	0,5	0,473	0,219
5		1,46	0,75	0,5	0,720	0,472
1	2	0,85	0,75	0,5	0,263	0,149
2		1,26	0,75	0,5	0,570	0,262
3		1,22	0,75	0,5	0,540	0,299
4		1,28	0,75	0,5	0,585	0,372
5		1,58	0,75	0,5	0,810	0,409
1	3	0,60	0,75	0,5	0,075	0,096
2		1,31	0,75	0,5	0,608	0,332
3		1,55	0,75	0,5	0,788	0,409
4		1,41	0,75	0,5	0,683	0,395
5		1,04	0,75	0,5	0,405	0,375

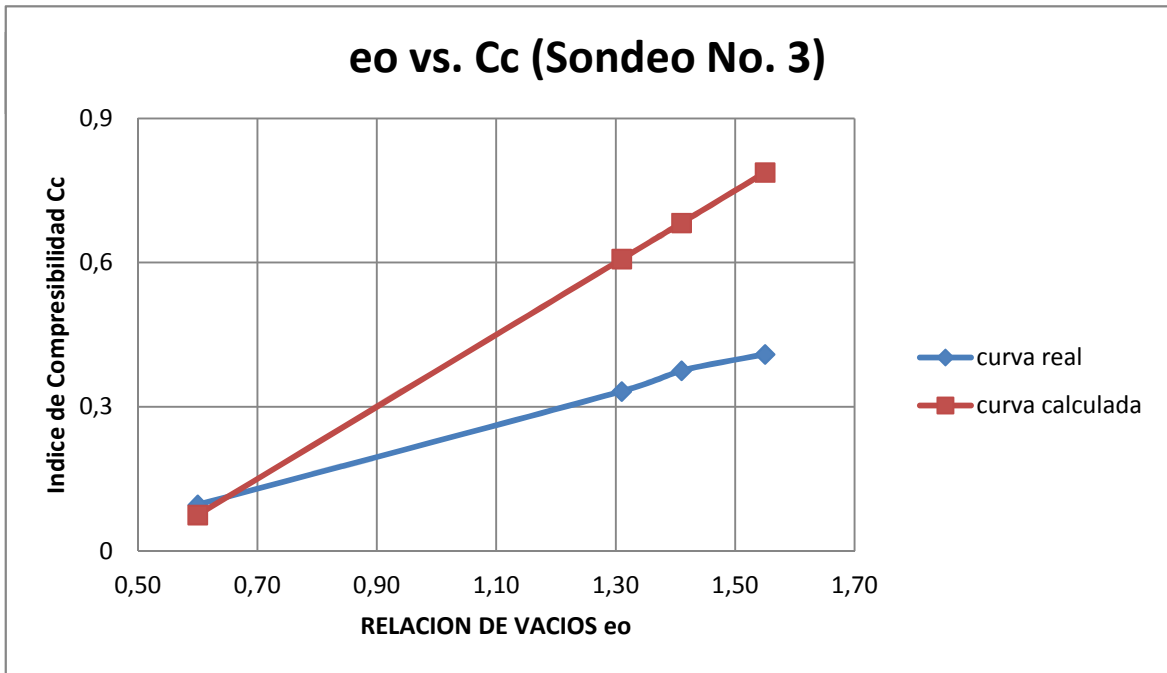
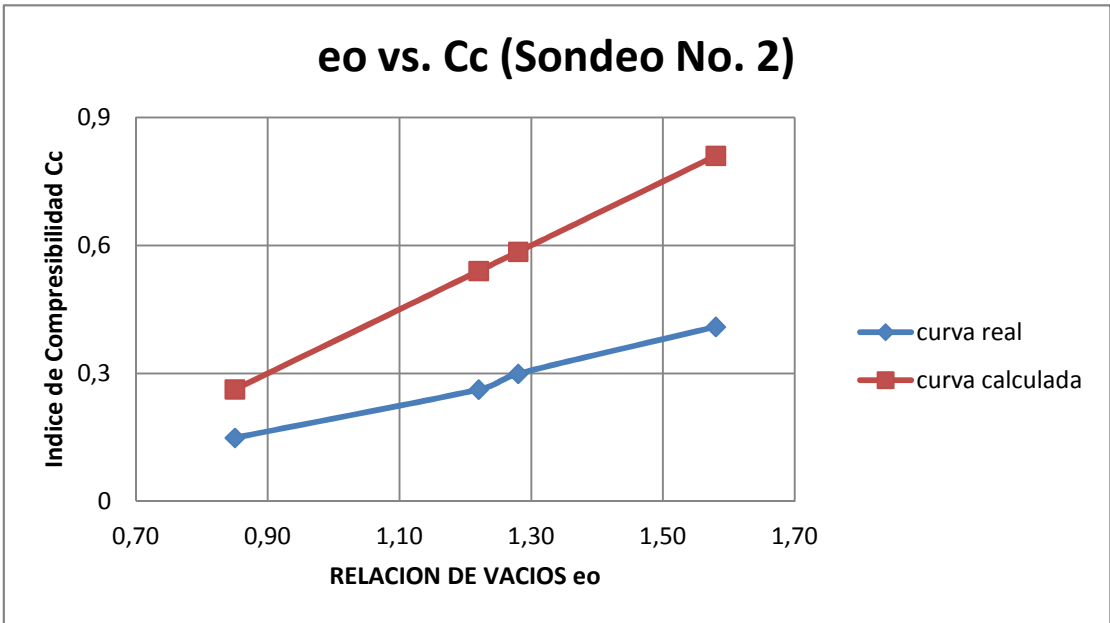
CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	3	0,60	0,75	0,5	0,075	0,096
1	2	0,85	0,75	0,5	0,263	0,149
2	1	0,99	0,75	0,5	0,368	0,256
4	1	1,13	0,75	0,5	0,473	0,219
1	1	1,17	0,75	0,5	0,503	0,236
3	2	1,22	0,75	0,5	0,540	0,299
4	2	1,28	0,75	0,5	0,585	0,372
2	3	1,31	0,75	0,5	0,608	0,332
4	3	1,41	0,75	0,5	0,683	0,395
3	1	1,52	0,75	0,5	0,765	0,395
3	3	1,55	0,75	0,5	0,788	0,409
5	2	1,58	0,75	0,5	0,810	0,409



**CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO**

Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	1	0,99	0,75	0,5	0,3675	0,236
4	1	1,13	0,75	0,5	0,4725	0,219
1	1	1,17	0,75	0,5	0,5025	0,256
3	1	1,52	0,75	0,5	0,765	0,395
1	2	0,85	0,75	0,5	0,2625	0,149
3	2	1,22	0,75	0,5	0,54	0,262
4	2	1,28	0,75	0,5	0,585	0,299
5	2	1,58	0,75	0,5	0,81	0,409
1	3	0,60	0,75	0,5	0,075	0,096
2	3	1,31	0,75	0,5	0,6075	0,332
4	3	1,41	0,75	0,5	0,6825	0,375
3	3	1,55	0,75	0,5	0,7875	0,409





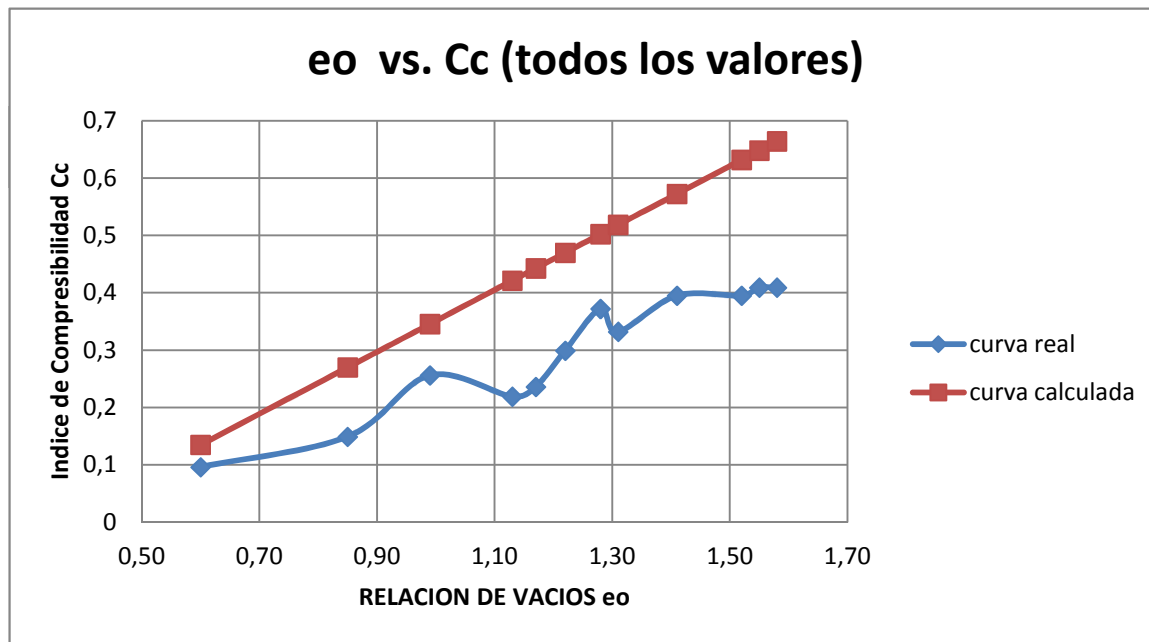
**$C_c = 0,54 (e_o - 0,35)$  Nishida(1956) - Todas las Arcillas**

**$C_c = A (e_o - B)$**

**CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS**

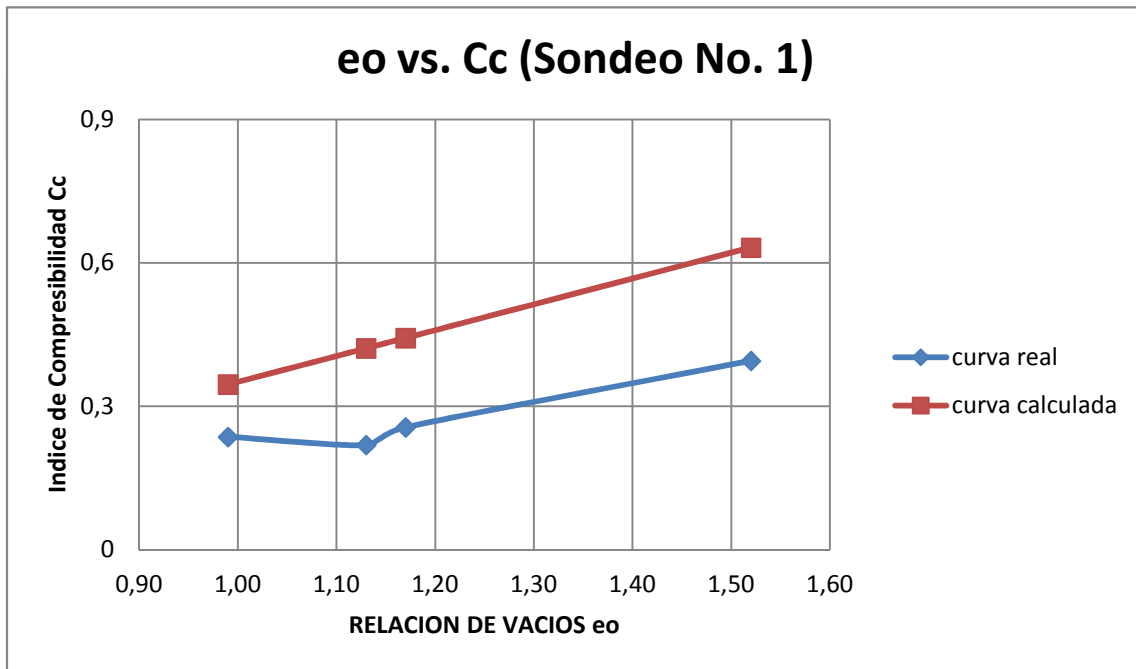
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	1,17	0,54	0,35	0,443	0,236
2		0,99	0,54	0,35	0,346	0,256
3		1,52	0,54	0,35	0,632	0,395
4		1,13	0,54	0,35	0,421	0,219
5		1,46	0,54	0,35	0,599	0,472
1	2	0,85	0,54	0,35	0,270	0,149
2		1,26	0,54	0,35	0,491	0,262
3		1,22	0,54	0,35	0,470	0,299
4		1,28	0,54	0,35	0,502	0,372
5		1,58	0,54	0,35	0,664	0,409
1	3	0,60	0,54	0,35	0,135	0,096
2		1,31	0,54	0,35	0,518	0,332
3		1,55	0,54	0,35	0,648	0,409
4		1,41	0,54	0,35	0,572	0,395
5		1,04	0,54	0,35	0,373	0,375

CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	3	0,60	0,54	0,35	0,135	0,096
1	2	0,85	0,54	0,35	0,270	0,149
2	1	0,99	0,54	0,35	0,346	0,256
4	1	1,13	0,54	0,35	0,421	0,219
1	1	1,17	0,54	0,35	0,443	0,236
3	2	1,22	0,54	0,35	0,470	0,299
4	2	1,28	0,54	0,35	0,502	0,372
2	3	1,31	0,54	0,35	0,518	0,332
4	3	1,41	0,54	0,35	0,572	0,395
3	1	1,52	0,54	0,35	0,632	0,395
3	3	1,55	0,54	0,35	0,648	0,409
5	2	1,58	0,54	0,35	0,664	0,409

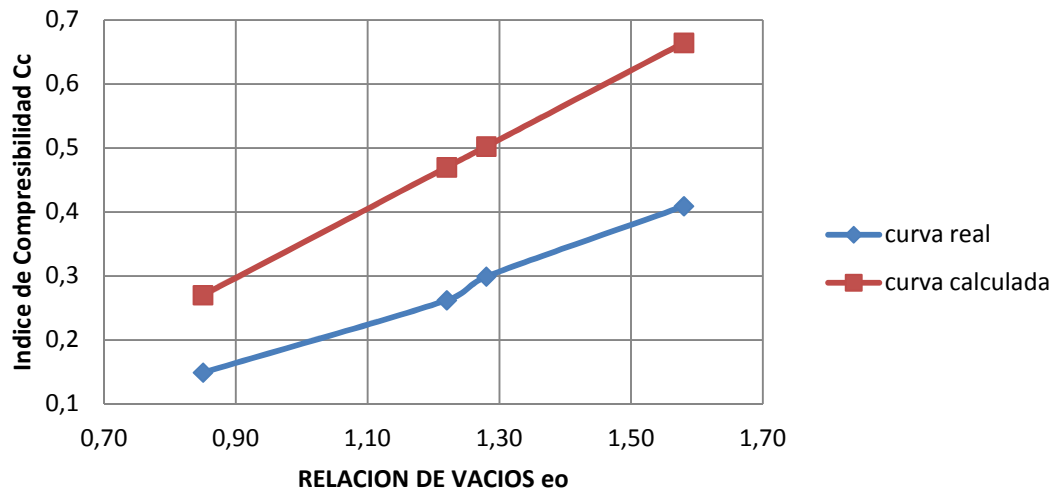


**CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO**

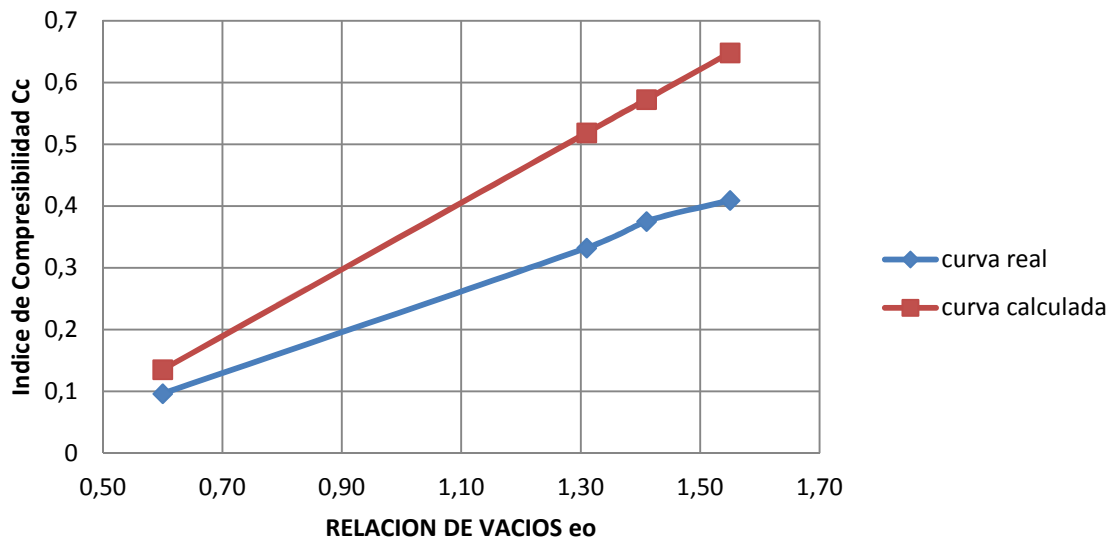
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	1	0,99	0,54	0,35	0,3456	0,236
4	1	1,13	0,54	0,35	0,4212	0,219
1	1	1,17	0,54	0,35	0,4428	0,256
3	1	1,52	0,54	0,35	0,6318	0,395
1	2	0,85	0,54	0,35	0,27	0,149
3	2	1,22	0,54	0,35	0,4698	0,262
4	2	1,28	0,54	0,35	0,5022	0,299
5	2	1,58	0,54	0,35	0,6642	0,409
1	3	0,60	0,54	0,35	0,135	0,096
2	3	1,31	0,54	0,35	0,5184	0,332
4	3	1,41	0,54	0,35	0,5724	0,375
3	3	1,55	0,54	0,35	0,648	0,409



### eo vs. Cc (Sondeo No. 2)



### eo vs. Cc (Sondeo No. 3)



**Cc = 1,15 ( eo - 0,27) Nishida(1956) - Todas las Arcillas**

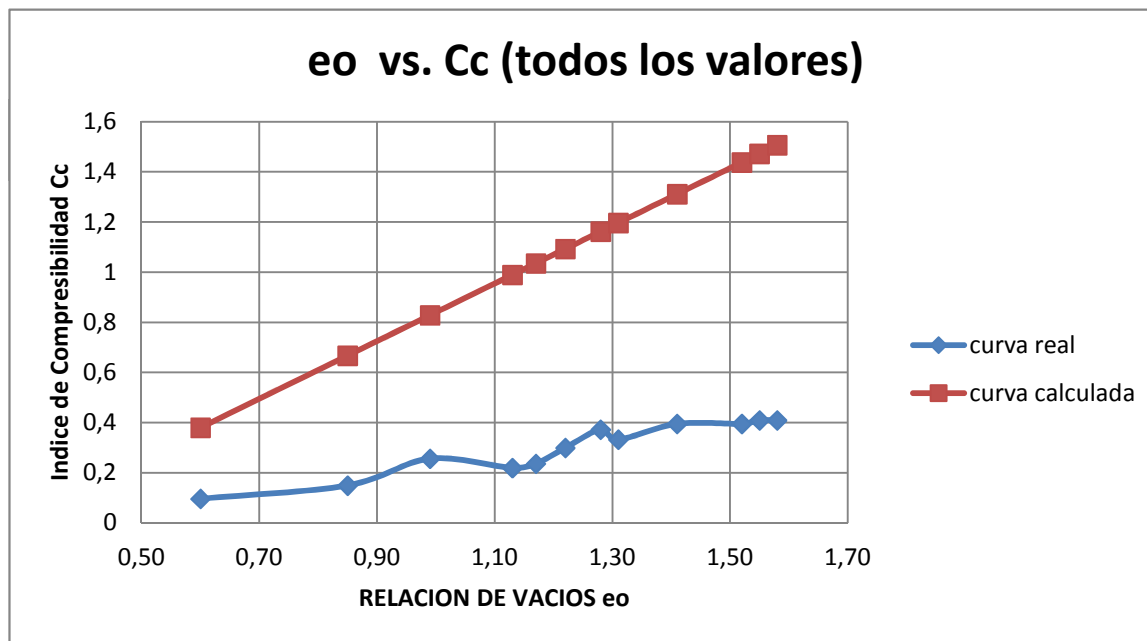
**Cc = A (eo - B)**

**CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS**

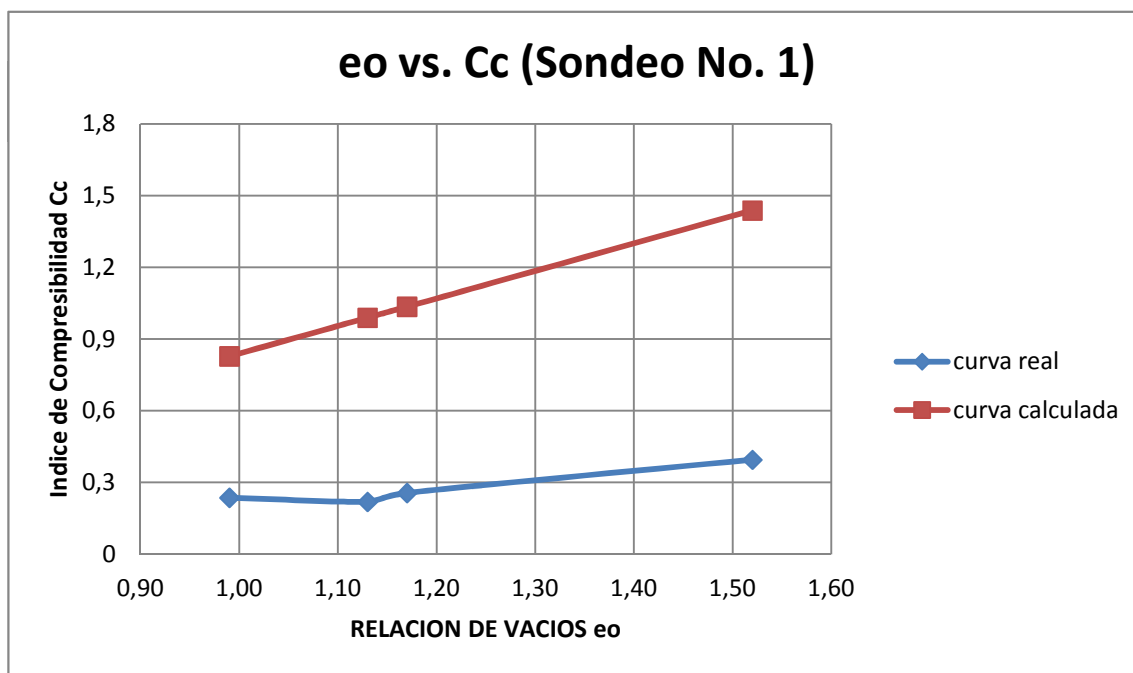
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	1,17	1,15	0,27	1,035	0,236
2		0,99	1,15	0,27	0,828	0,256
3		1,52	1,15	0,27	1,438	0,395
4		1,13	1,15	0,27	0,989	0,219
5		1,46	1,15	0,27	1,369	0,472
1	2	0,85	1,15	0,27	0,667	0,149
2		1,26	1,15	0,27	1,139	0,262
3		1,22	1,15	0,27	1,093	0,299
4		1,28	1,15	0,27	1,162	0,372
5		1,58	1,15	0,27	1,507	0,409
1	3	0,60	1,15	0,27	0,380	0,096
2		1,31	1,15	0,27	1,196	0,332
3		1,55	1,15	0,27	1,472	0,409
4		1,41	1,15	0,27	1,311	0,395
5		1,04	1,15	0,27	0,886	0,375

**CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)**

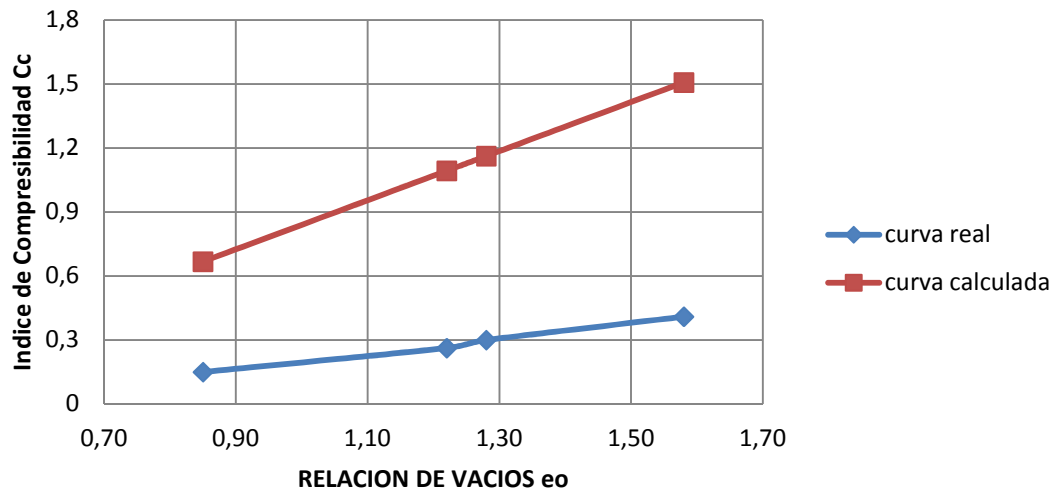
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	3	0,60	1,15	0,27	0,380	0,096
1	2	0,85	1,15	0,27	0,667	0,149
2	1	0,99	1,15	0,27	0,828	0,256
4	1	1,13	1,15	0,27	0,989	0,219
1	1	1,17	1,15	0,27	1,035	0,236
3	2	1,22	1,15	0,27	1,093	0,299
4	2	1,28	1,15	0,27	1,162	0,372
2	3	1,31	1,15	0,27	1,196	0,332
4	3	1,41	1,15	0,27	1,311	0,395
3	1	1,52	1,15	0,27	1,438	0,395
3	3	1,55	1,15	0,27	1,472	0,409
5	2	1,58	1,15	0,27	1,507	0,409



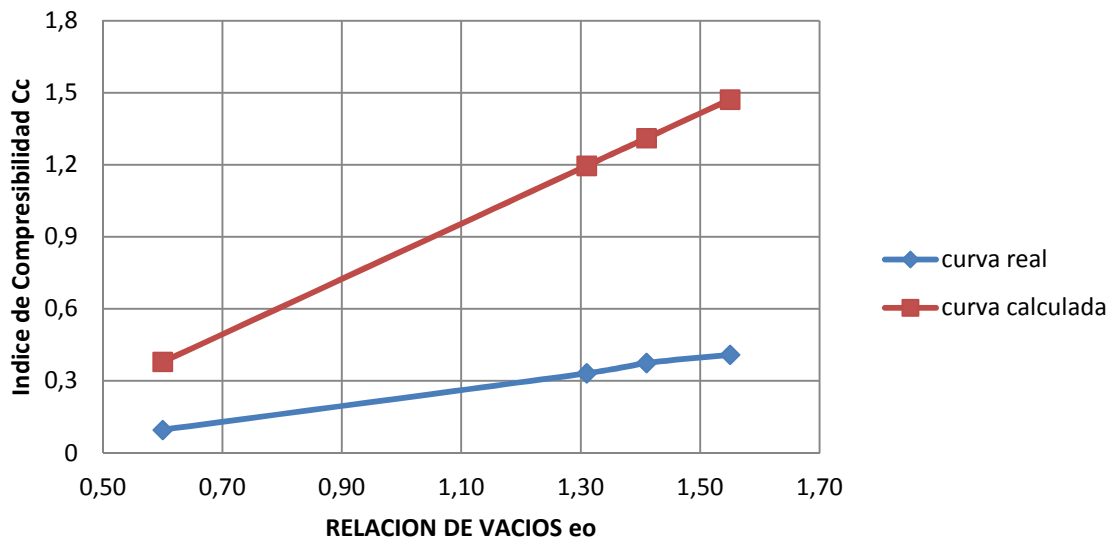
CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO						
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	1	0,99	1,15	0,27	0,828	0,236
4	1	1,13	1,15	0,27	0,989	0,219
1	1	1,17	1,15	0,27	1,035	0,256
3	1	1,52	1,15	0,27	1,4375	0,395
1	2	0,85	1,15	0,27	0,667	0,149
3	2	1,22	1,15	0,27	1,0925	0,262
4	2	1,28	1,15	0,27	1,1615	0,299
5	2	1,58	1,15	0,27	1,5065	0,409
1	3	0,60	1,15	0,27	0,3795	0,096
2	3	1,31	1,15	0,27	1,196	0,332
4	3	1,41	1,15	0,27	1,311	0,375
3	3	1,55	1,15	0,27	1,472	0,409



### eo vs. Cc (Sondeo No. 2)



### eo vs. Cc (Sondeo No. 3)



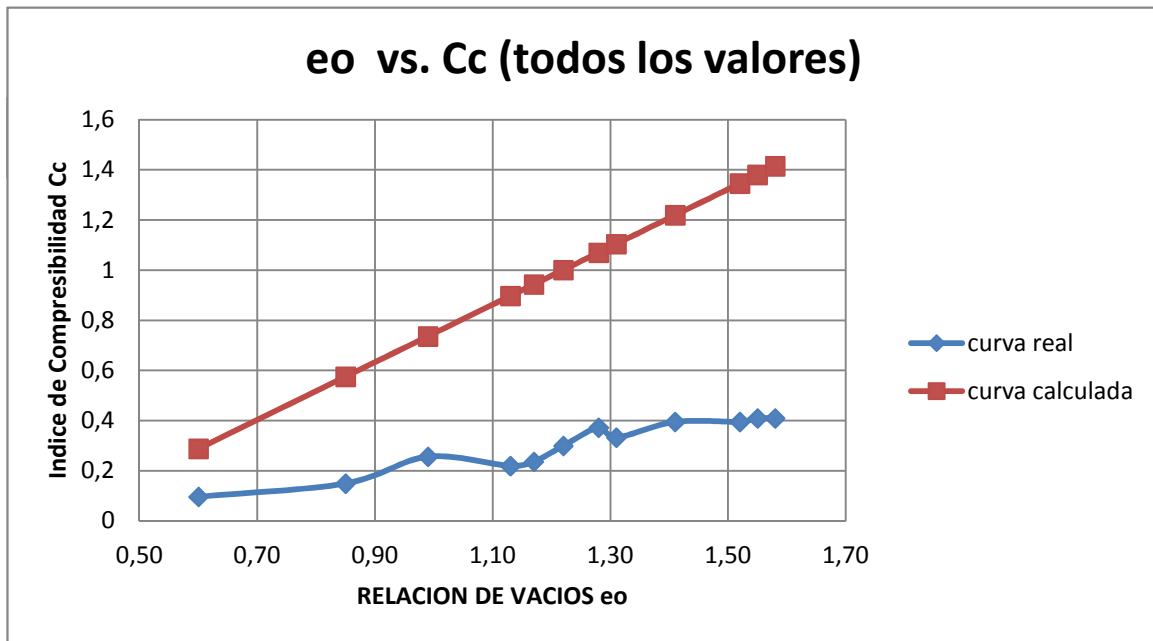
**Cc = 1,15 ( eo - 0,35) Nishida(1956) - Todas las Arcillas**

**Cc = A (eo - B)**

**CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS**

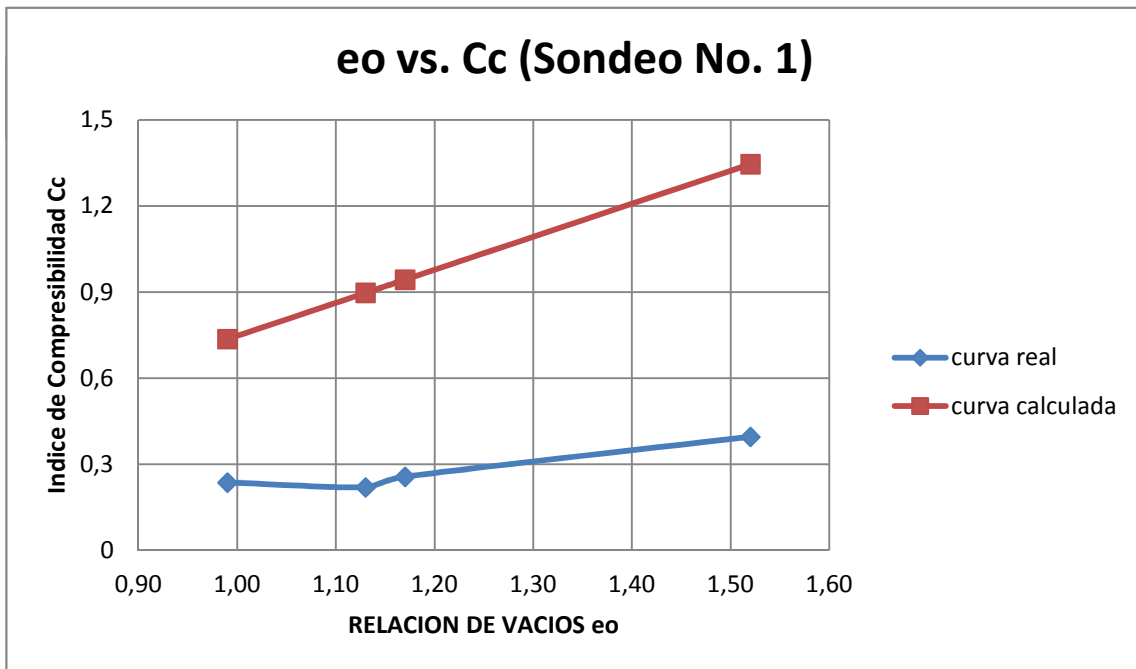
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	1,17	1,15	0,35	0,943	0,236
2		0,99	1,15	0,35	0,736	0,256
3		1,52	1,15	0,35	1,346	0,395
4		1,13	1,15	0,35	0,897	0,219
5		1,46	1,15	0,35	1,277	0,472
1	2	0,85	1,15	0,35	0,575	0,149
2		1,26	1,15	0,35	1,047	0,262
3		1,22	1,15	0,35	1,001	0,299
4		1,28	1,15	0,35	1,070	0,372
5		1,58	1,15	0,35	1,415	0,409
1	3	0,60	1,15	0,35	0,288	0,096
2		1,31	1,15	0,35	1,104	0,332
3		1,55	1,15	0,35	1,380	0,409
4		1,41	1,15	0,35	1,219	0,395
5		1,04	1,15	0,35	0,794	0,375

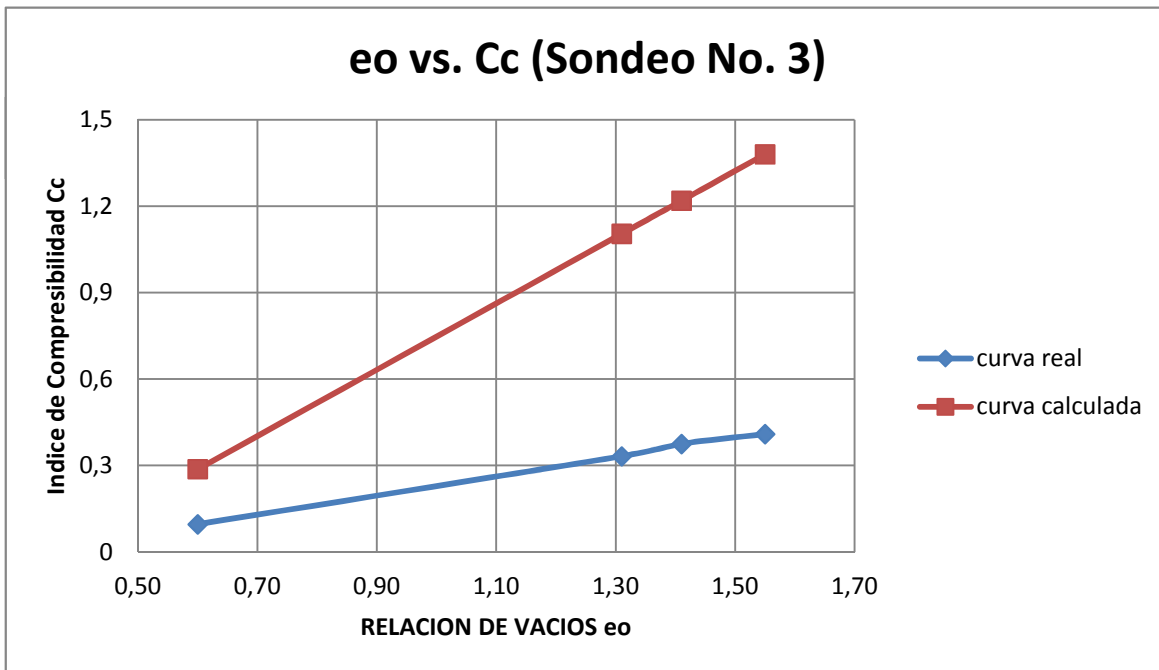
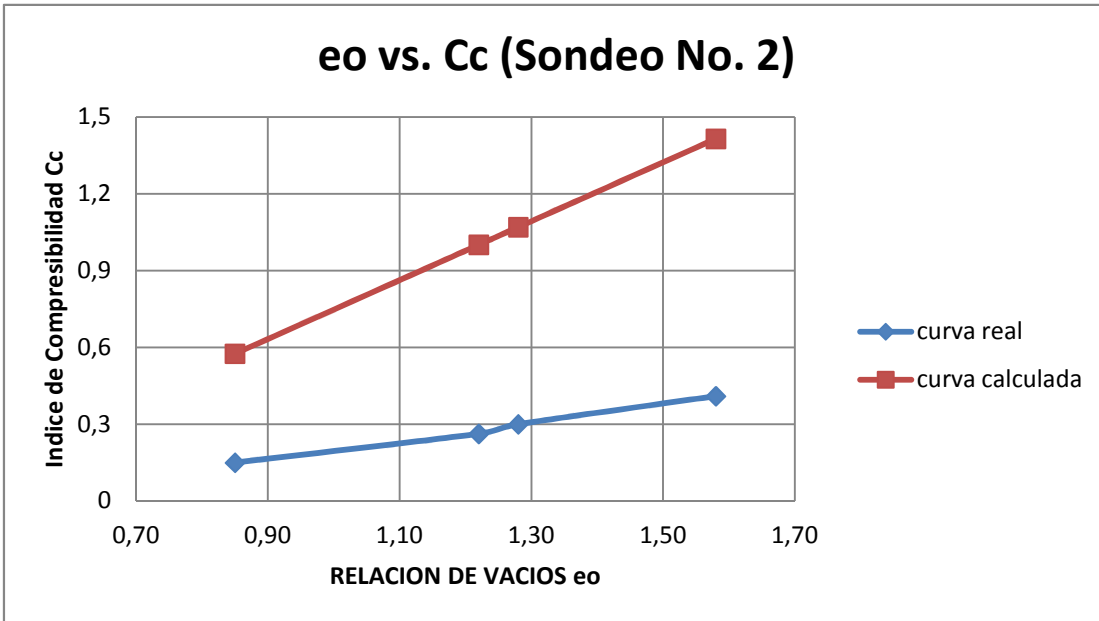
CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	3	0,60	1,15	0,35	0,288	0,096
1	2	0,85	1,15	0,35	0,575	0,149
2	1	0,99	1,15	0,35	0,736	0,256
4	1	1,13	1,15	0,35	0,897	0,219
1	1	1,17	1,15	0,35	0,943	0,236
3	2	1,22	1,15	0,35	1,001	0,299
4	2	1,28	1,15	0,35	1,070	0,372
2	3	1,31	1,15	0,35	1,104	0,332
4	3	1,41	1,15	0,35	1,219	0,395
3	1	1,52	1,15	0,35	1,346	0,395
3	3	1,55	1,15	0,35	1,380	0,409
5	2	1,58	1,15	0,35	1,415	0,409



**CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO**

Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	1	0,99	1,15	0,35	0,736	0,236
4	1	1,13	1,15	0,35	0,897	0,219
1	1	1,17	1,15	0,35	0,943	0,256
3	1	1,52	1,15	0,35	1,3455	0,395
1	2	0,85	1,15	0,35	0,575	0,149
3	2	1,22	1,15	0,35	1,0005	0,262
4	2	1,28	1,15	0,35	1,0695	0,299
5	2	1,58	1,15	0,35	1,4145	0,409
1	3	0,60	1,15	0,35	0,2875	0,096
2	3	1,31	1,15	0,35	1,104	0,332
4	3	1,41	1,15	0,35	1,219	0,375
3	3	1,55	1,15	0,35	1,38	0,409





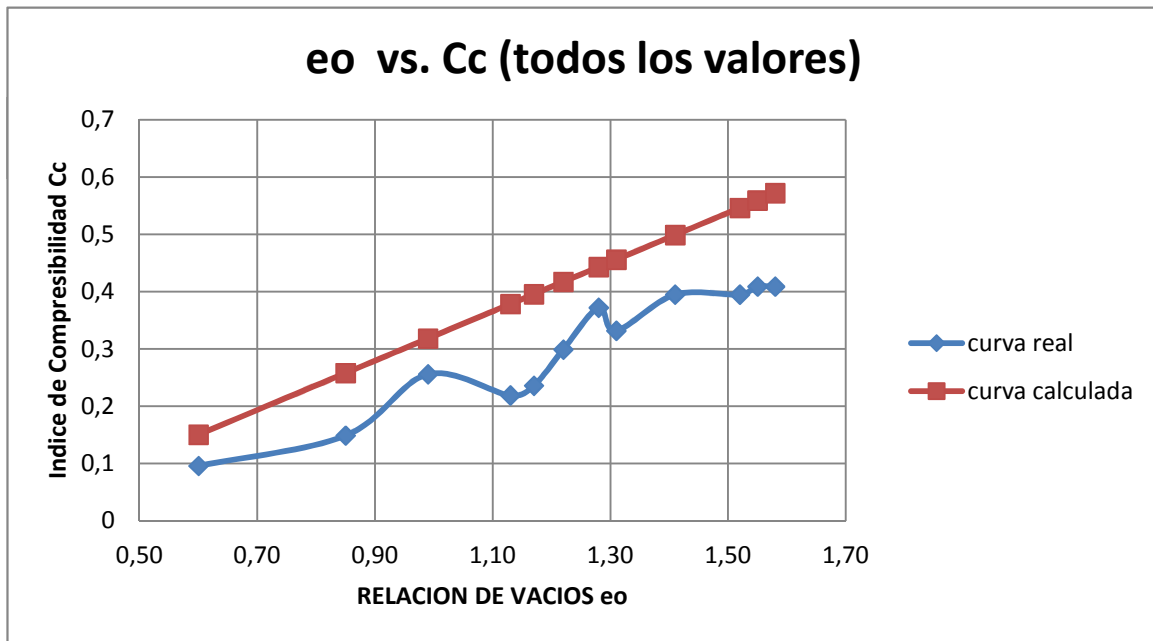
**Cc = 0,43 ( eo - 0,25) Cozzolino(1961) - Arcillas Brasileñas**

**Cc = A (eo - B)**

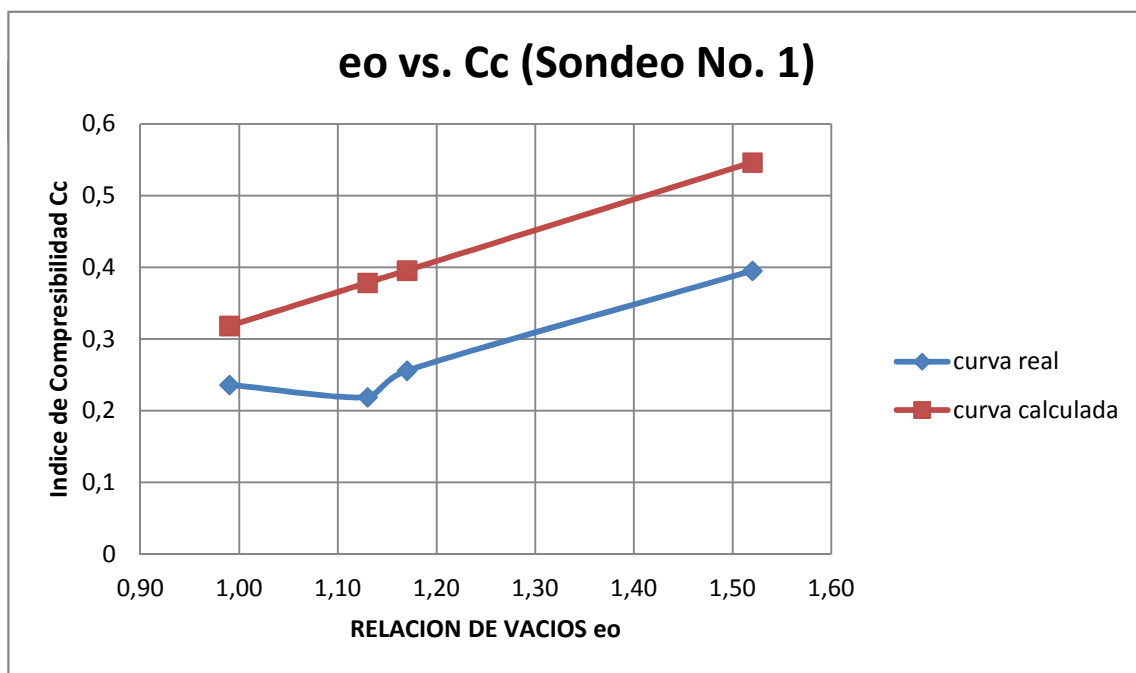
**CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS**

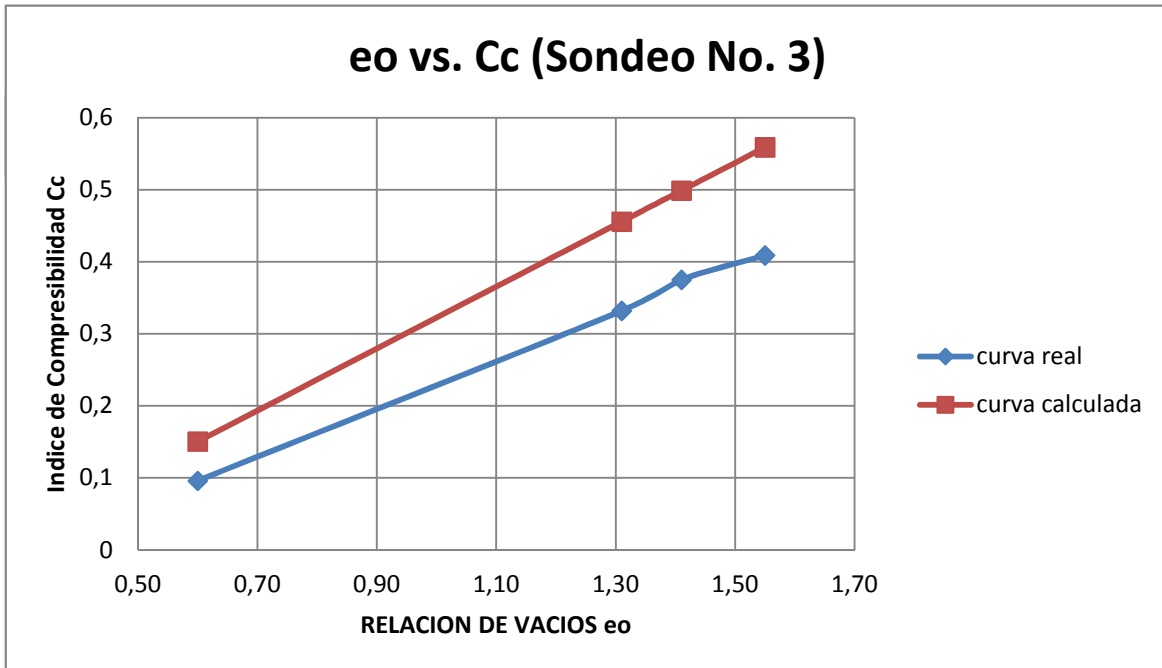
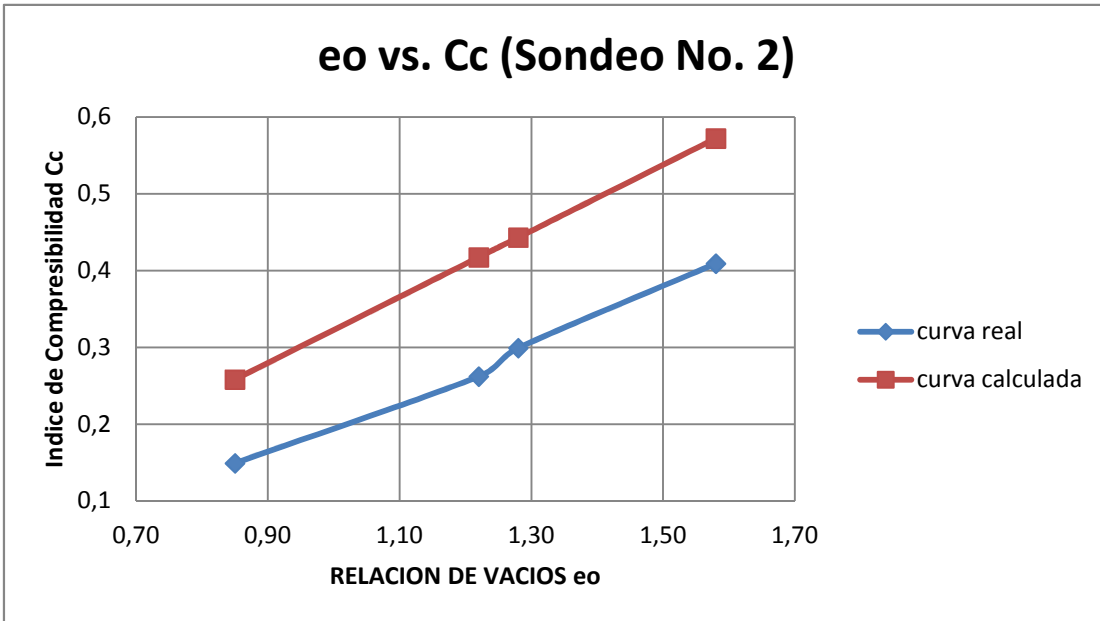
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	1,17	0,43	0,25	0,396	0,236
2		0,99	0,43	0,25	0,318	0,256
3		1,52	0,43	0,25	0,546	0,395
4		1,13	0,43	0,25	0,378	0,219
5		1,46	0,43	0,25	0,520	0,472
1	2	0,85	0,43	0,25	0,258	0,149
2		1,26	0,43	0,25	0,434	0,262
3		1,22	0,43	0,25	0,417	0,299
4		1,28	0,43	0,25	0,443	0,372
5		1,58	0,43	0,25	0,572	0,409
1	3	0,60	0,43	0,25	0,151	0,096
2		1,31	0,43	0,25	0,456	0,332
3		1,55	0,43	0,25	0,559	0,409
4		1,41	0,43	0,25	0,499	0,395
5		1,04	0,43	0,25	0,340	0,375

CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	3	0,60	0,43	0,25	0,151	0,096
1	2	0,85	0,43	0,25	0,258	0,149
2	1	0,99	0,43	0,25	0,318	0,256
4	1	1,13	0,43	0,25	0,378	0,219
1	1	1,17	0,43	0,25	0,396	0,236
3	2	1,22	0,43	0,25	0,417	0,299
4	2	1,28	0,43	0,25	0,443	0,372
2	3	1,31	0,43	0,25	0,456	0,332
4	3	1,41	0,43	0,25	0,499	0,395
3	1	1,52	0,43	0,25	0,546	0,395
3	3	1,55	0,43	0,25	0,559	0,409
5	2	1,58	0,43	0,25	0,572	0,409



CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO						
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	1	0,99	0,43	0,25	0,3182	0,236
4	1	1,13	0,43	0,25	0,3784	0,219
1	1	1,17	0,43	0,25	0,3956	0,256
3	1	1,52	0,43	0,25	0,5461	0,395
1	2	0,85	0,43	0,25	0,258	0,149
3	2	1,22	0,43	0,25	0,4171	0,262
4	2	1,28	0,43	0,25	0,4429	0,299
5	2	1,58	0,43	0,25	0,5719	0,409
1	3	0,60	0,43	0,25	0,1505	0,096
2	3	1,31	0,43	0,25	0,4558	0,332
4	3	1,41	0,43	0,25	0,4988	0,375
3	3	1,55	0,43	0,25	0,559	0,409





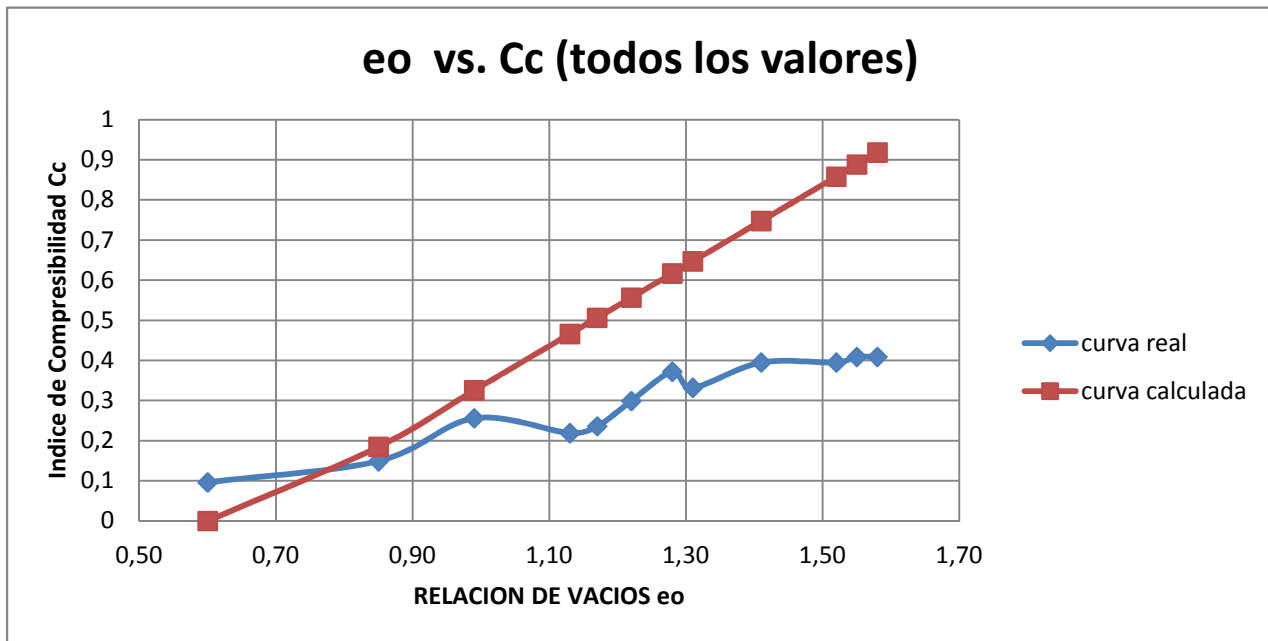
$$C_c = 1,21 + 1,005 (e_o - 1,87) \text{ Azzouz(1976) - Arcillas de Sao Paulo}$$

$$C_c = A + B (e_o - C)$$

CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS

Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	C	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	1,17	1,21	1,005	1,87	0,507	0,236
2		0,99	1,21	1,005	1,87	0,326	0,256
3		1,52	1,21	1,005	1,87	0,858	0,395
4		1,13	1,21	1,005	1,87	0,466	0,219
5		1,46	1,21	1,005	1,87	0,798	0,472
1	2	0,85	1,21	1,005	1,87	0,185	0,149
2		1,26	1,21	1,005	1,87	0,597	0,262
3		1,22	1,21	1,005	1,87	0,557	0,299
4		1,28	1,21	1,005	1,87	0,617	0,372
5		1,58	1,21	1,005	1,87	0,919	0,409
1	3	0,60	1,21	1,005	1,87	0,000	0,096
2		1,31	1,21	1,005	1,87	0,647	0,332
3		1,55	1,21	1,005	1,87	0,888	0,409
4		1,41	1,21	1,005	1,87	0,748	0,395
5		1,04	1,21	1,005	1,87	0,376	0,375

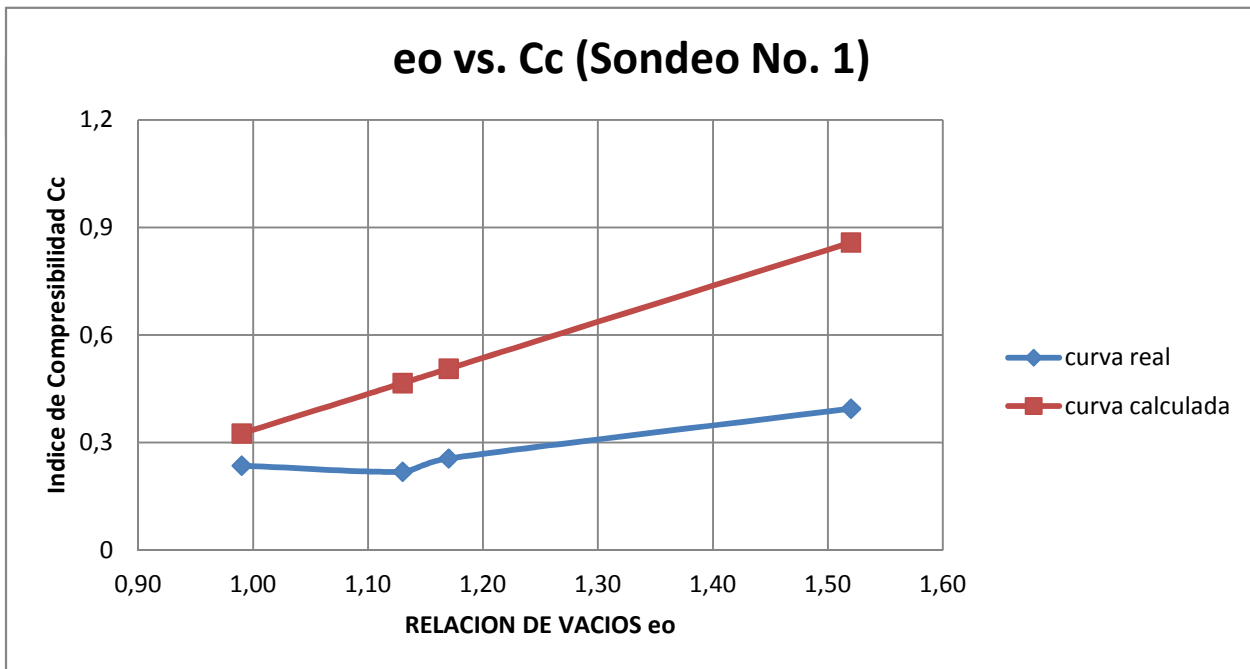
CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)							
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	C	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	3	0,60	1,21	1,005	1,87	0,000	0,096
1	2	0,85	1,21	1,005	1,87	0,185	0,149
2	1	0,99	1,21	1,005	1,87	0,326	0,256
4	1	1,13	1,21	1,005	1,87	0,466	0,219
1	1	1,17	1,21	1,005	1,87	0,507	0,236
3	2	1,22	1,21	1,005	1,87	0,557	0,299
4	2	1,28	1,21	1,005	1,87	0,617	0,372
2	3	1,31	1,21	1,005	1,87	0,647	0,332
4	3	1,41	1,21	1,005	1,87	0,748	0,395
3	1	1,52	1,21	1,005	1,87	0,858	0,395
3	3	1,55	1,21	1,005	1,87	0,888	0,409
5	2	1,58	1,21	1,005	1,87	0,919	0,409



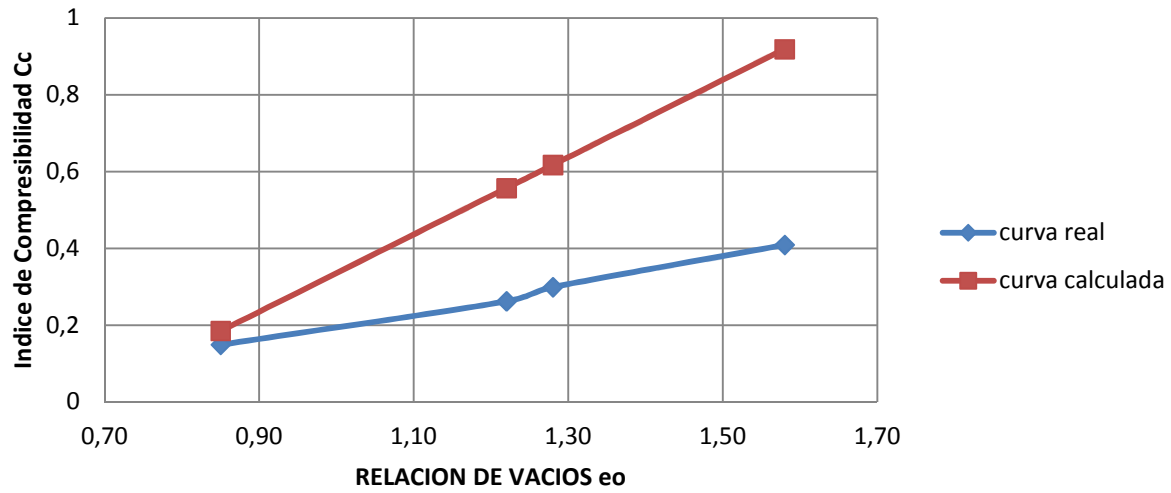
**CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO**

Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	C	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	1	0,99	1,21	1,005	1,87	0,326	0,236
4	1	1,13	1,21	1,005	1,87	0,466	0,219
1	1	1,17	1,21	1,005	1,87	0,507	0,256
3	1	1,52	1,21	1,005	1,87	0,858	0,395
1	2	0,85	1,21	1,005	1,87	0,185	0,149
3	2	1,22	1,21	1,005	1,87	0,557	0,262
4	2	1,28	1,21	1,005	1,87	0,617	0,299
5	2	1,58	1,21	1,005	1,87	0,919	0,409
1	3	0,60	1,21	1,005	1,87	0,000	0,096
2	3	1,31	1,21	1,005	1,87	0,647	0,332
4	3	1,41	1,21	1,005	1,87	0,748	0,375
3	3	1,55	1,21	1,005	1,87	0,888	0,409

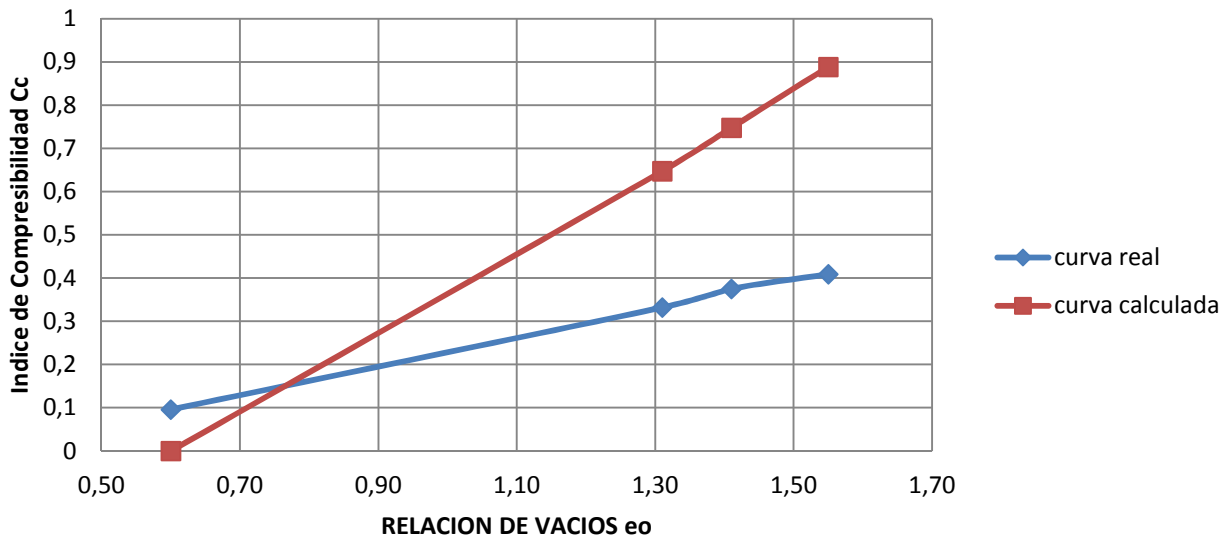
**eo vs. Cc (Sondeo No. 1)**



### eo vs. Cc (Sondeo No. 2)



### eo vs. Cc (Sondeo No. 3)



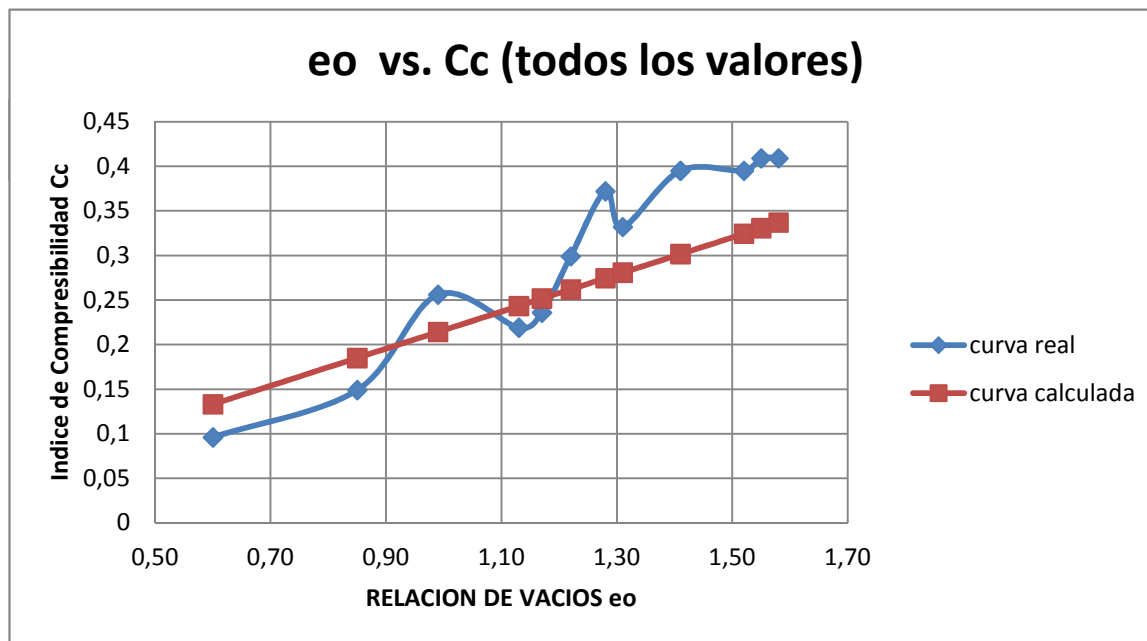
$$C_c = 0,208 e_o + 0,0083 \text{ Azzouz(1976) - Arcillas de Chicago}$$

$$C_c = A( e_o ) + B$$

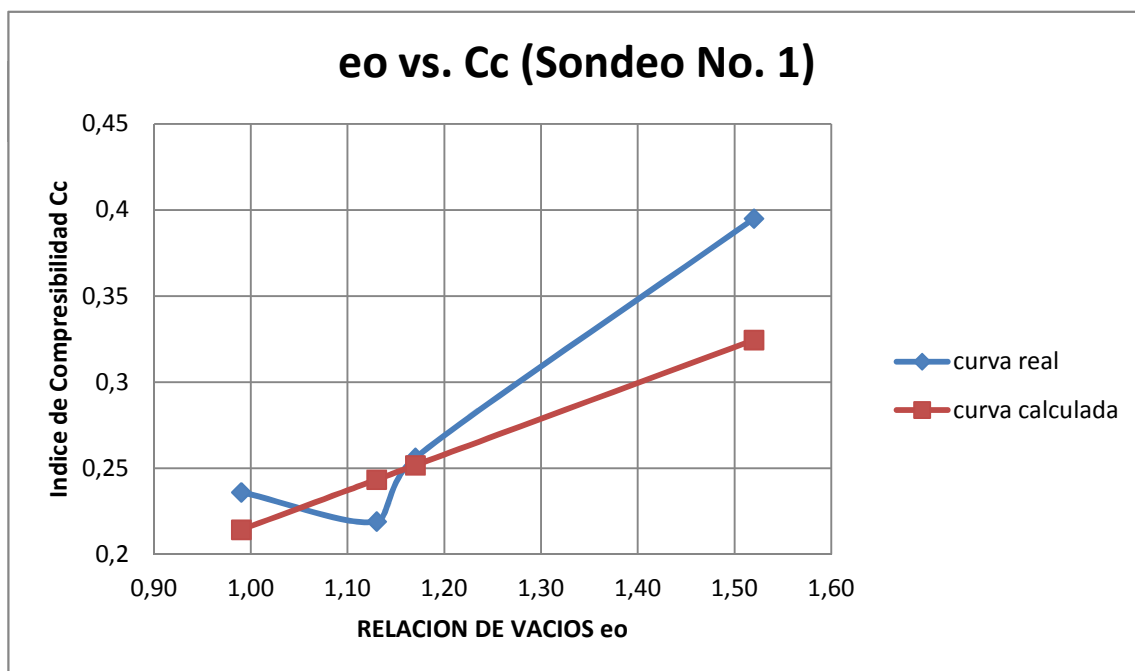
CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS						
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	1,17	0,208	0,0083	0,252	0,236
2		0,99	0,208	0,0083	0,214	0,256
3		1,52	0,208	0,0083	0,324	0,395
4		1,13	0,208	0,0083	0,243	0,219
5		1,46	0,208	0,0083	0,312	0,472
1	2	0,85	0,208	0,0083	0,185	0,149
2		1,26	0,208	0,0083	0,270	0,262
3		1,22	0,208	0,0083	0,262	0,299
4		1,28	0,208	0,0083	0,275	0,372
5		1,58	0,208	0,0083	0,337	0,409
1	3	0,60	0,208	0,0083	0,133	0,096
2		1,31	0,208	0,0083	0,281	0,332
3		1,55	0,208	0,0083	0,331	0,409
4		1,41	0,208	0,0083	0,302	0,395
5		1,04	0,208	0,0083	0,225	0,375

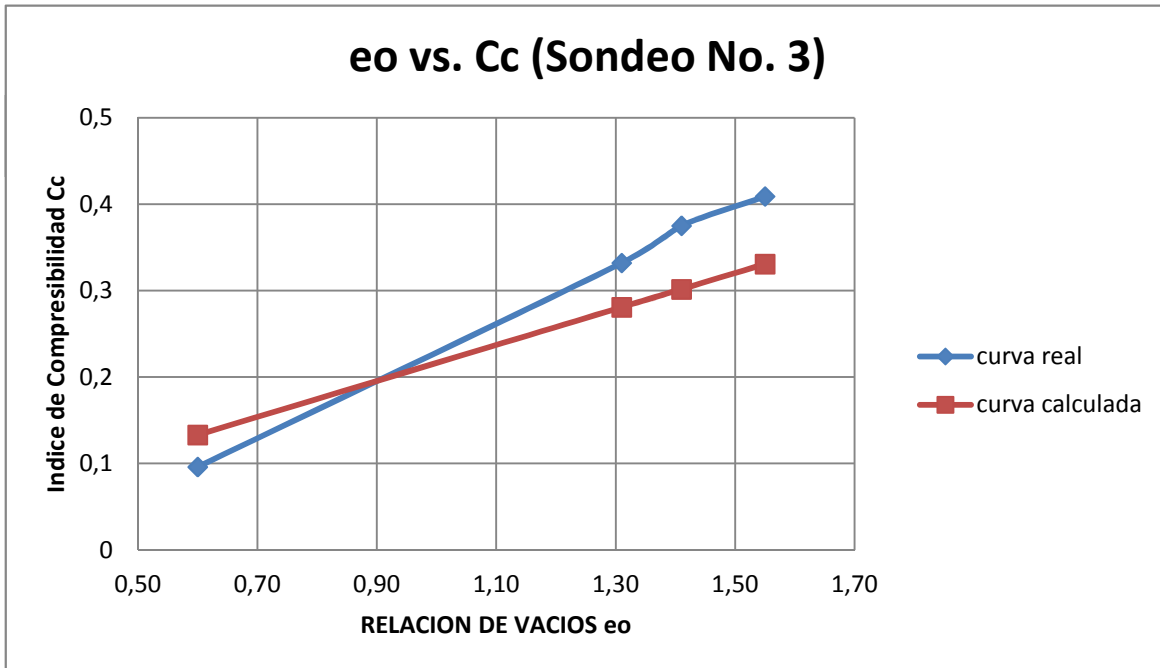
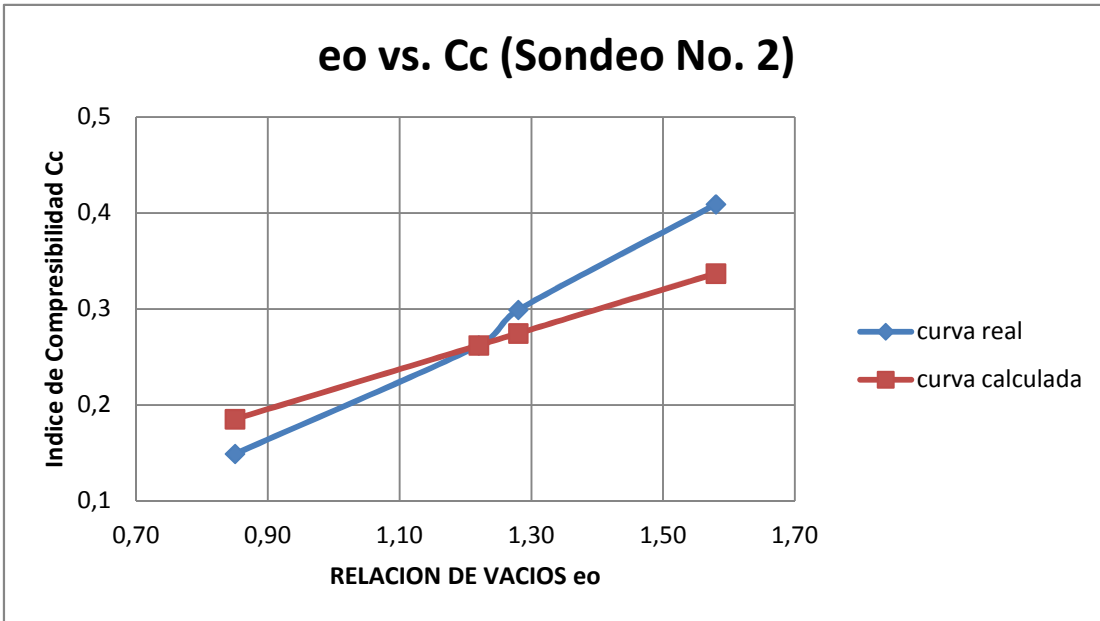
**CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)**

Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	3	0,60	0,208	0,0083	0,133	0,096
1	2	0,85	0,208	0,0083	0,185	0,149
2	1	0,99	0,208	0,0083	0,214	0,256
4	1	1,13	0,208	0,0083	0,243	0,219
1	1	1,17	0,208	0,0083	0,252	0,236
3	2	1,22	0,208	0,0083	0,262	0,299
4	2	1,28	0,208	0,0083	0,275	0,372
2	3	1,31	0,208	0,0083	0,281	0,332
4	3	1,41	0,208	0,0083	0,302	0,395
3	1	1,52	0,208	0,0083	0,324	0,395
3	3	1,55	0,208	0,0083	0,331	0,409
5	2	1,58	0,208	0,0083	0,337	0,409



CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO						
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	1	0,99	0,208	0,0083	0,214	0,236
4	1	1,13	0,208	0,0083	0,243	0,219
1	1	1,17	0,208	0,0083	0,252	0,256
3	1	1,52	0,208	0,0083	0,324	0,395
1	2	0,85	0,208	0,0083	0,185	0,149
3	2	1,22	0,208	0,0083	0,262	0,262
4	2	1,28	0,208	0,0083	0,275	0,299
5	2	1,58	0,208	0,0083	0,337	0,409
1	3	0,60	0,208	0,0083	0,133	0,096
2	3	1,31	0,208	0,0083	0,281	0,332
4	3	1,41	0,208	0,0083	0,302	0,375
3	3	1,55	0,208	0,0083	0,331	0,409





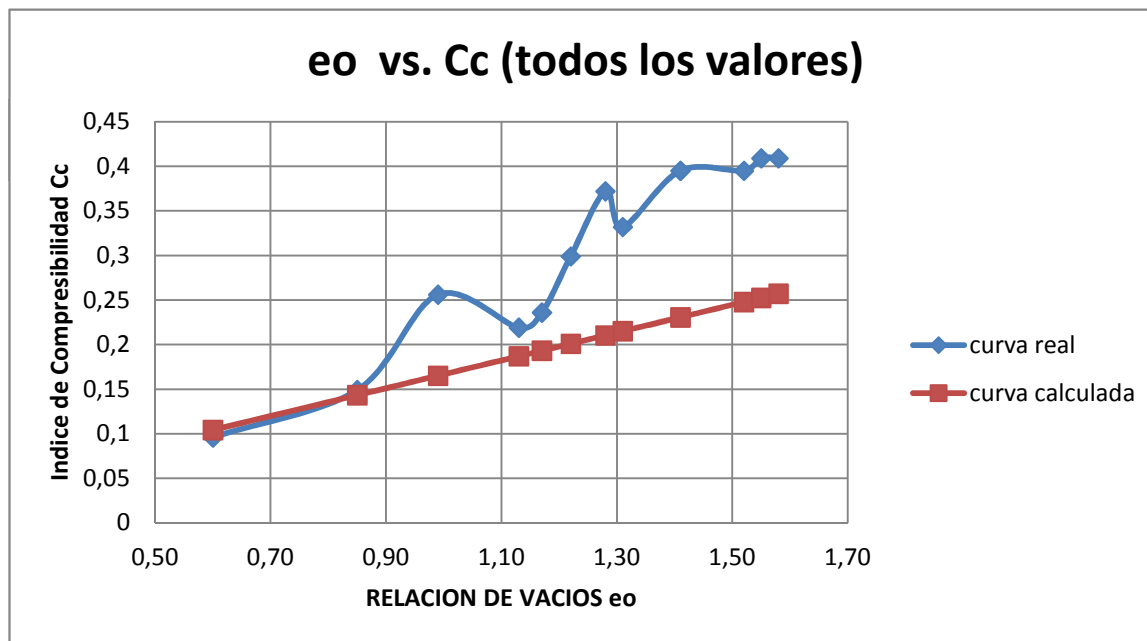
$$C_c = 0,156 e_o + 0,0107 \text{ Hough(1957)}$$

$$C_c = A( e_o ) + B$$

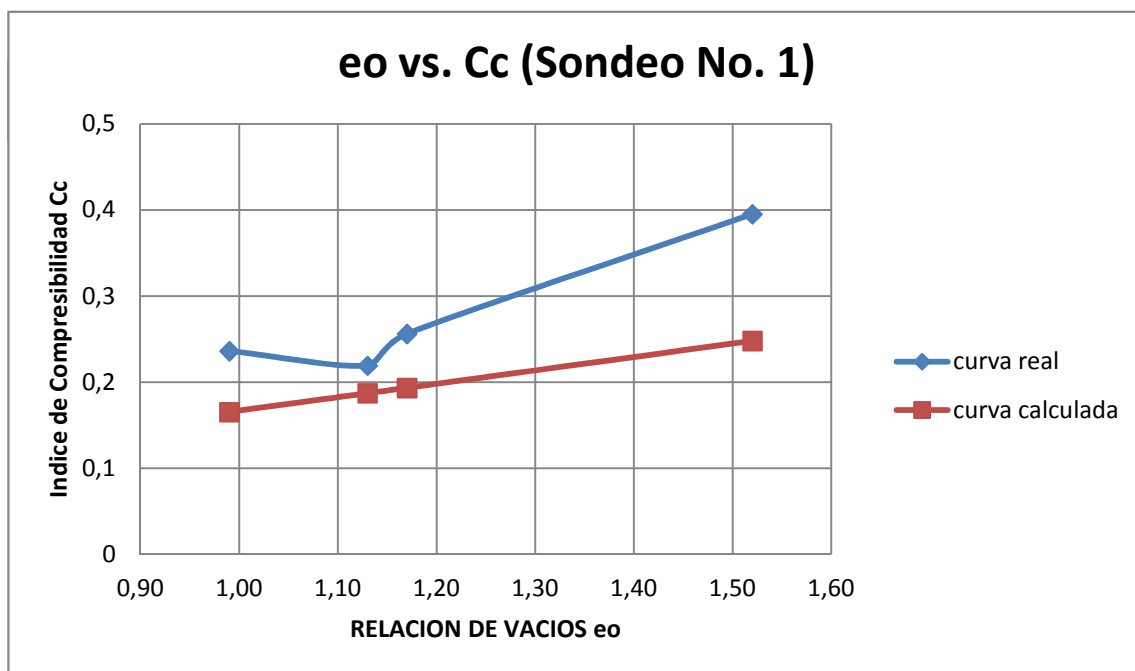
CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS						
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	1,17	0,156	0,0107	0,193	0,236
2		0,99	0,156	0,0107	0,165	0,256
3		1,52	0,156	0,0107	0,248	0,395
4		1,13	0,156	0,0107	0,187	0,219
5		1,46	0,156	0,0107	0,238	0,472
1	2	0,85	0,156	0,0107	0,143	0,149
2		1,26	0,156	0,0107	0,207	0,262
3		1,22	0,156	0,0107	0,201	0,299
4		1,28	0,156	0,0107	0,210	0,372
5		1,58	0,156	0,0107	0,257	0,409
1	3	0,60	0,156	0,0107	0,104	0,096
2		1,31	0,156	0,0107	0,215	0,332
3		1,55	0,156	0,0107	0,253	0,409
4		1,41	0,156	0,0107	0,231	0,395
5		1,04	0,156	0,0107	0,173	0,375

**CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)**

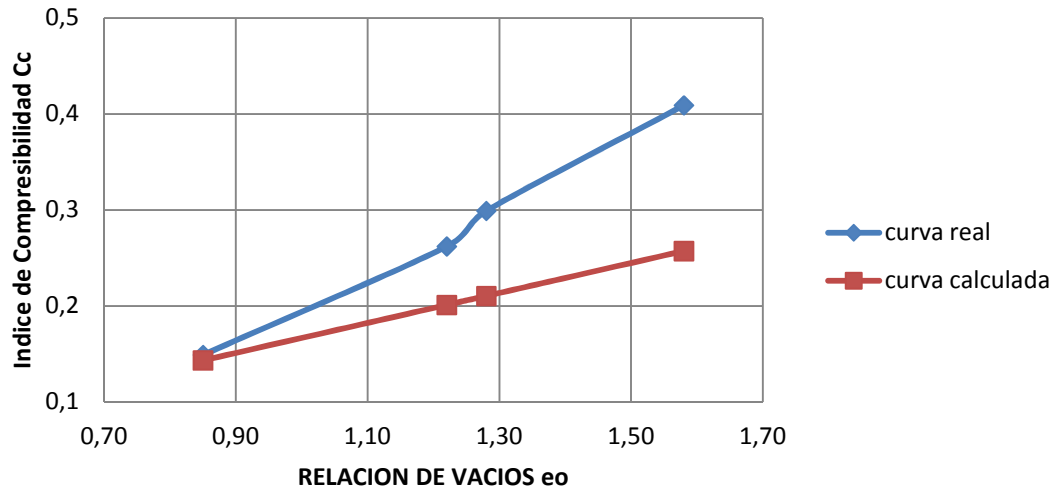
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	3	0,60	0,156	0,0107	0,104	0,096
1	2	0,85	0,156	0,0107	0,143	0,149
2	1	0,99	0,156	0,0107	0,165	0,256
4	1	1,13	0,156	0,0107	0,187	0,219
1	1	1,17	0,156	0,0107	0,193	0,236
3	2	1,22	0,156	0,0107	0,201	0,299
4	2	1,28	0,156	0,0107	0,210	0,372
2	3	1,31	0,156	0,0107	0,215	0,332
4	3	1,41	0,156	0,0107	0,231	0,395
3	1	1,52	0,156	0,0107	0,248	0,395
3	3	1,55	0,156	0,0107	0,253	0,409
5	2	1,58	0,156	0,0107	0,257	0,409



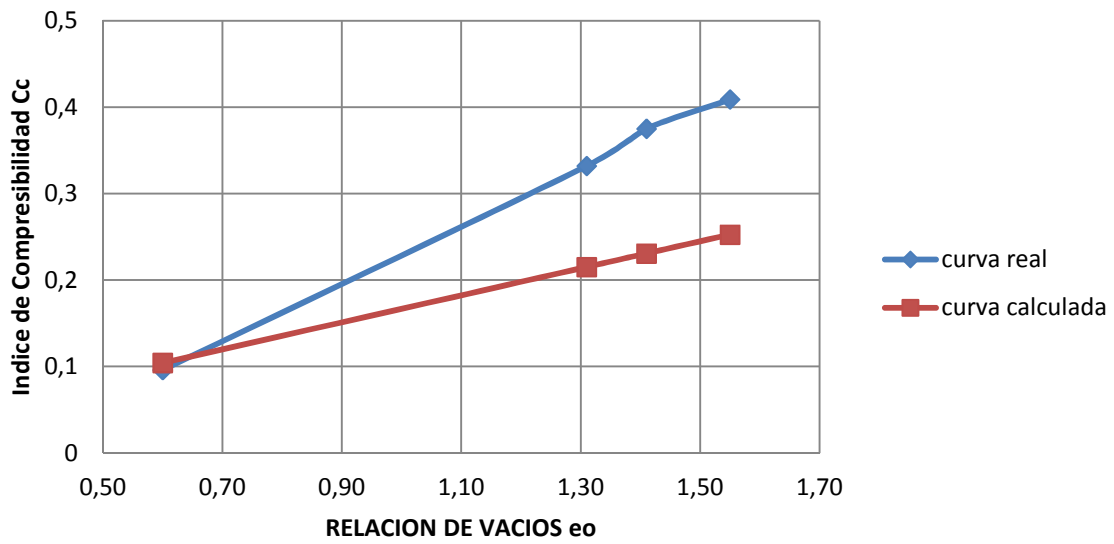
CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO						
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	1	0,99	0,156	0,0107	0,165	0,236
4	1	1,13	0,156	0,0107	0,187	0,219
1	1	1,17	0,156	0,0107	0,193	0,256
3	1	1,52	0,156	0,0107	0,248	0,395
1	2	0,85	0,156	0,0107	0,143	0,149
3	2	1,22	0,156	0,0107	0,201	0,262
4	2	1,28	0,156	0,0107	0,210	0,299
5	2	1,58	0,156	0,0107	0,257	0,409
1	3	0,60	0,156	0,0107	0,104	0,096
2	3	1,31	0,156	0,0107	0,215	0,332
4	3	1,41	0,156	0,0107	0,231	0,375
3	3	1,55	0,156	0,0107	0,253	0,409



### eo vs. Cc (Sondeo No. 2)



### eo vs. Cc (Sondeo No. 3)



$$C_c = 0,30 (e_o - 0,27) \text{ Hough(1957)}$$

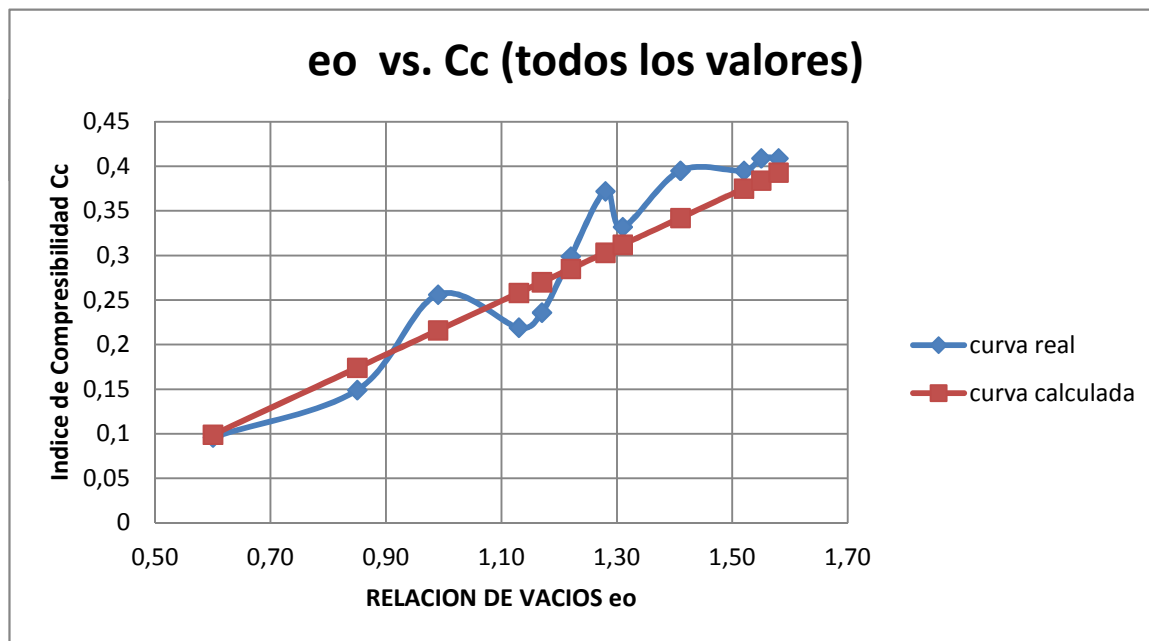
$$C_c = A (e_o - B)$$

CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS

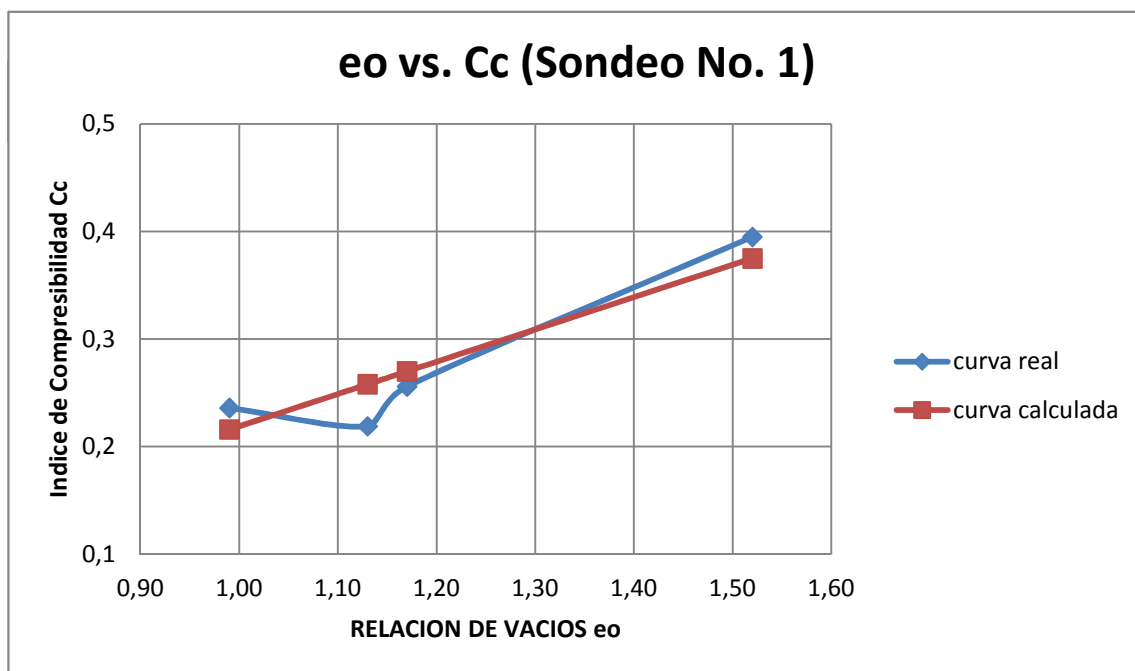
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	1,17	0,3	0,27	0,270	0,236
2		0,99	0,3	0,27	0,216	0,256
3		1,52	0,3	0,27	0,375	0,395
4		1,13	0,3	0,27	0,258	0,219
5		1,46	0,3	0,27	0,357	0,472
1	2	0,85	0,3	0,27	0,174	0,149
2		1,26	0,3	0,27	0,297	0,262
3		1,22	0,3	0,27	0,285	0,299
4		1,28	0,3	0,27	0,303	0,372
5		1,58	0,3	0,27	0,393	0,409
1	3	0,60	0,3	0,27	0,099	0,096
2		1,31	0,3	0,27	0,312	0,332
3		1,55	0,3	0,27	0,384	0,409
4		1,41	0,3	0,27	0,342	0,395
5		1,04	0,3	0,27	0,231	0,375

**CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)**

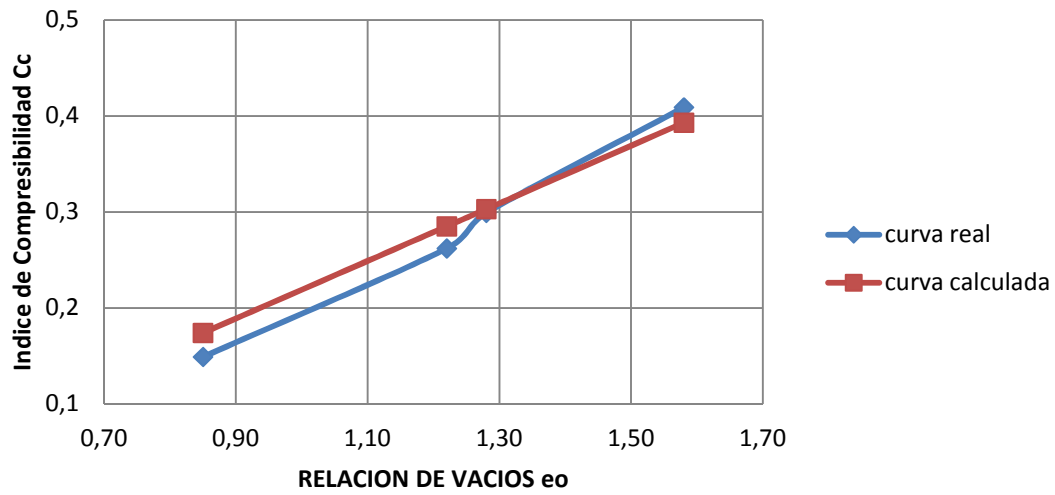
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	3	0,60	0,3	0,27	0,099	0,096
1	2	0,85	0,3	0,27	0,174	0,149
2	1	0,99	0,3	0,27	0,216	0,256
4	1	1,13	0,3	0,27	0,258	0,219
1	1	1,17	0,3	0,27	0,270	0,236
3	2	1,22	0,3	0,27	0,285	0,299
4	2	1,28	0,3	0,27	0,303	0,372
2	3	1,31	0,3	0,27	0,312	0,332
4	3	1,41	0,3	0,27	0,342	0,395
3	1	1,52	0,3	0,27	0,375	0,395
3	3	1,55	0,3	0,27	0,384	0,409
5	2	1,58	0,3	0,27	0,393	0,409



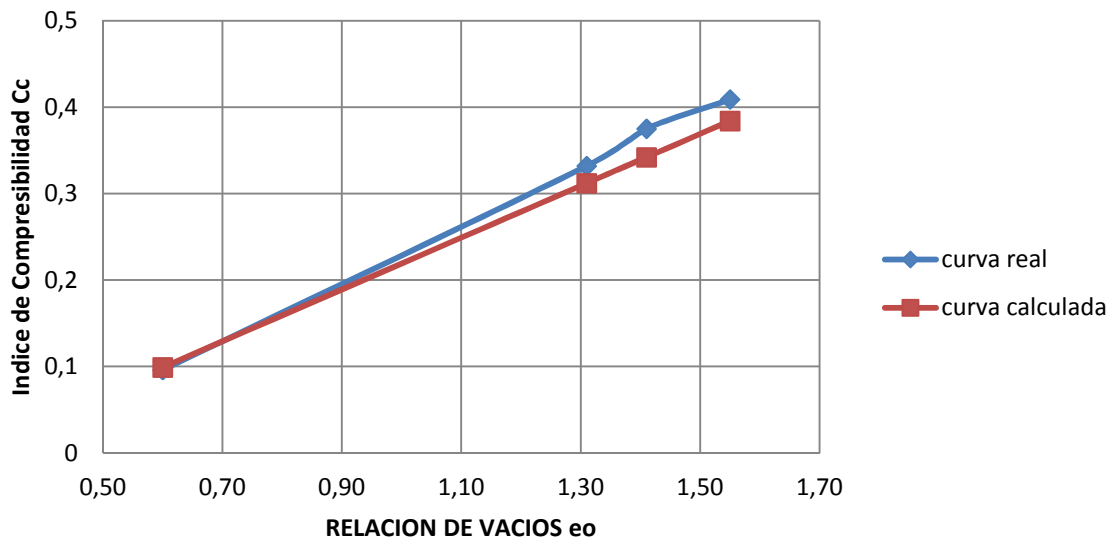
CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO						
Profundidad	Sondeo No.	eo	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	1	0,99	0,3	0,27	0,216	0,236
4	1	1,13	0,3	0,27	0,258	0,219
1	1	1,17	0,3	0,27	0,27	0,256
3	1	1,52	0,3	0,27	0,375	0,395
1	2	0,85	0,3	0,27	0,174	0,149
3	2	1,22	0,3	0,27	0,285	0,262
4	2	1,28	0,3	0,27	0,303	0,299
5	2	1,58	0,3	0,27	0,393	0,409
1	3	0,60	0,3	0,27	0,099	0,096
2	3	1,31	0,3	0,27	0,312	0,332
4	3	1,41	0,3	0,27	0,342	0,375
3	3	1,55	0,3	0,27	0,384	0,409



### eo vs. Cc (Sondeo No. 2)



### eo vs. Cc (Sondeo No. 3)



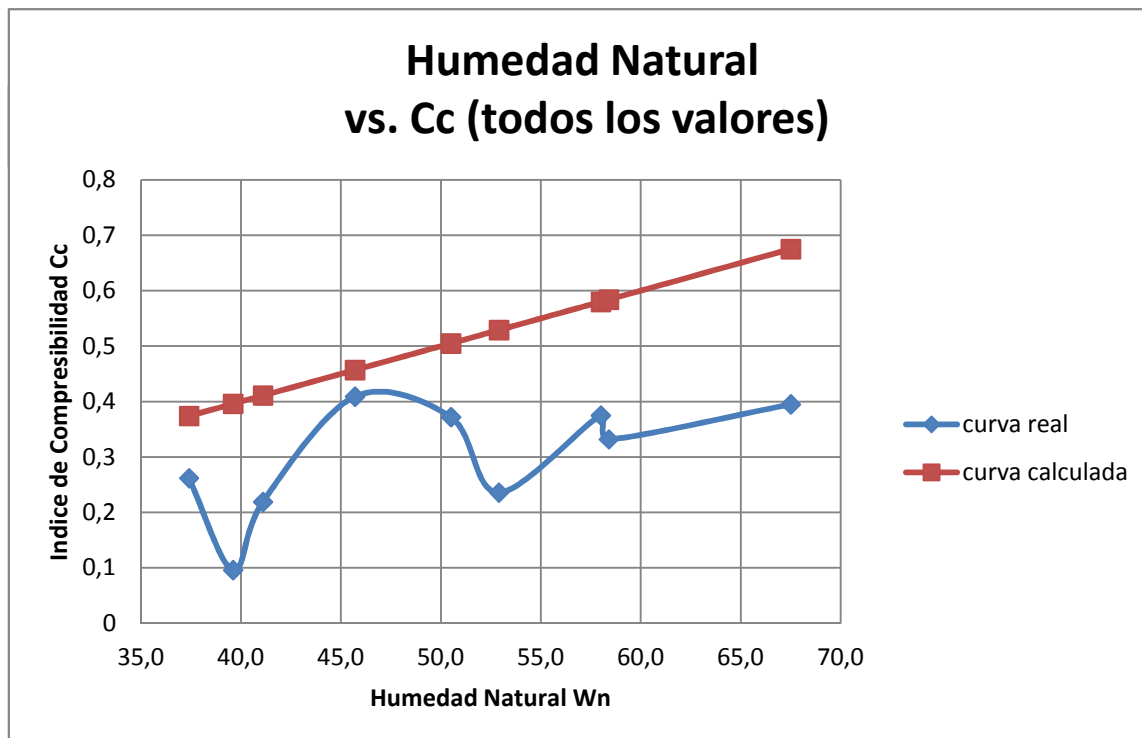
### 6.5.3. Correlaciones en funcion de la humedad natural

$$C_c = 0,01W_n \quad \text{Azzouz (1976)} \quad \text{Arcillas de Chicago}$$

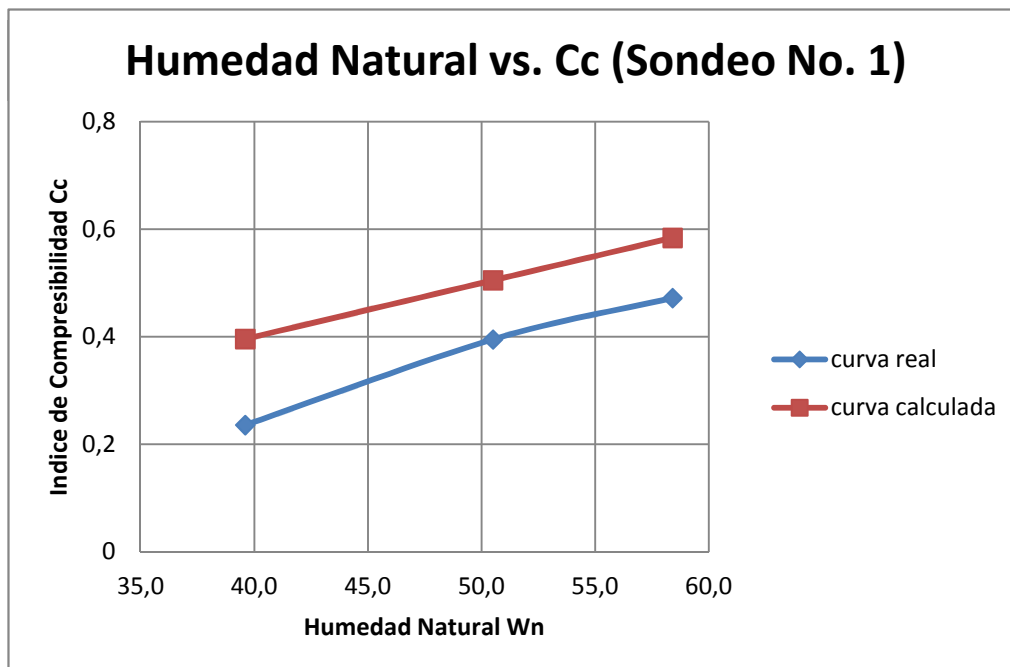
$$C_c = A * W_n$$

CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS					
Profundidad	Sondeo No.	Humedad Natural $W_n$	A	Indice de Compresibilidad $C_c$ (calculado)	Indice de Compresibilidad $C_c$ (real)
1	1	39,6	0,01	0,396	0,236
2		39,0	0,01	0,390	0,256
3		50,5	0,01	0,505	0,395
4		56,0	0,01	0,560	0,219
5		58,4	0,01	0,584	0,472
1	2	44,8	0,01	0,448	0,149
2		37,4	0,01	0,374	0,262
3		45,3	0,01	0,453	0,299
4		45,7	0,01	0,457	0,372
5		52,9	0,01	0,529	0,409
1	3	39,2	0,01	0,392	0,096
2		41,1	0,01	0,411	0,332
3		48,1	0,01	0,481	0,409
4		58,0	0,01	0,580	0,395
5		67,5	0,01	0,675	0,375

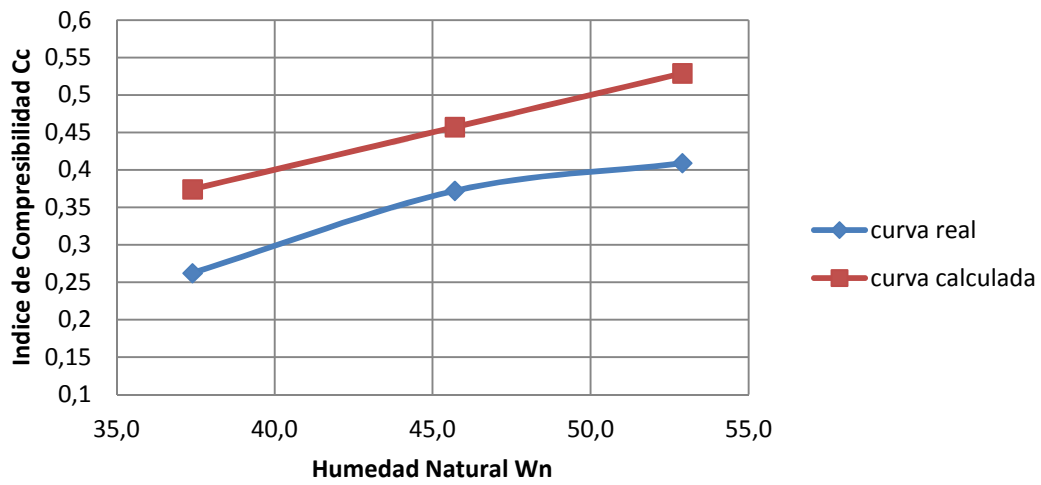
CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)					
Profundidad	Sondeo No.	Humedad Natural Wn	A	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	2	37,4	0,01	0,374	0,262
1	1	39,6	0,01	0,396	0,096
2	3	41,1	0,01	0,411	0,219
4	2	45,7	0,01	0,457	0,409
3	1	50,5	0,01	0,505	0,372
5	2	52,9	0,01	0,529	0,236
4	3	58,0	0,01	0,580	0,375
5	1	58,4	0,01	0,584	0,332
5	3	67,5	0,01	0,675	0,395



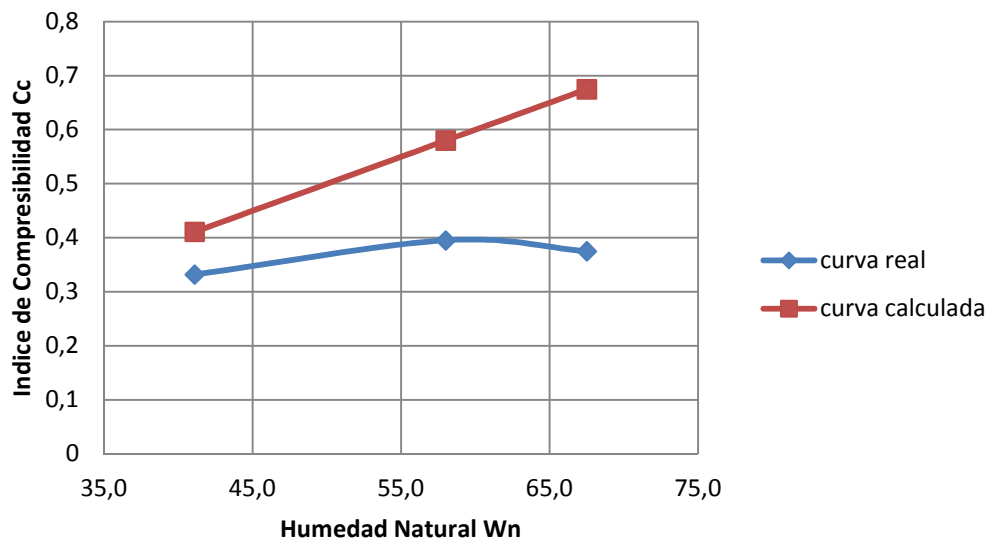
CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO					
Profundidad	Sondeo No.	Humedad Natural Wn	A	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	39,6	0,01	0,396	0,236
3	1	50,5	0,01	0,505	0,395
5	1	58,4	0,01	0,584	0,472
2	2	37,4	0,01	0,374	0,262
4	2	45,7	0,01	0,457	0,372
5	2	52,9	0,01	0,529	0,409
2	3	41,1	0,01	0,411	0,332
4	3	58,0	0,01	0,580	0,395
5	3	67,5	0,01	0,675	0,375



### Humedad Natural vs. Cc (Sondeo No. 2)



### Humedad Natural vs. Cc (Sondeo No. 3)



$$C_c = 0,01 (W_n - 5)$$

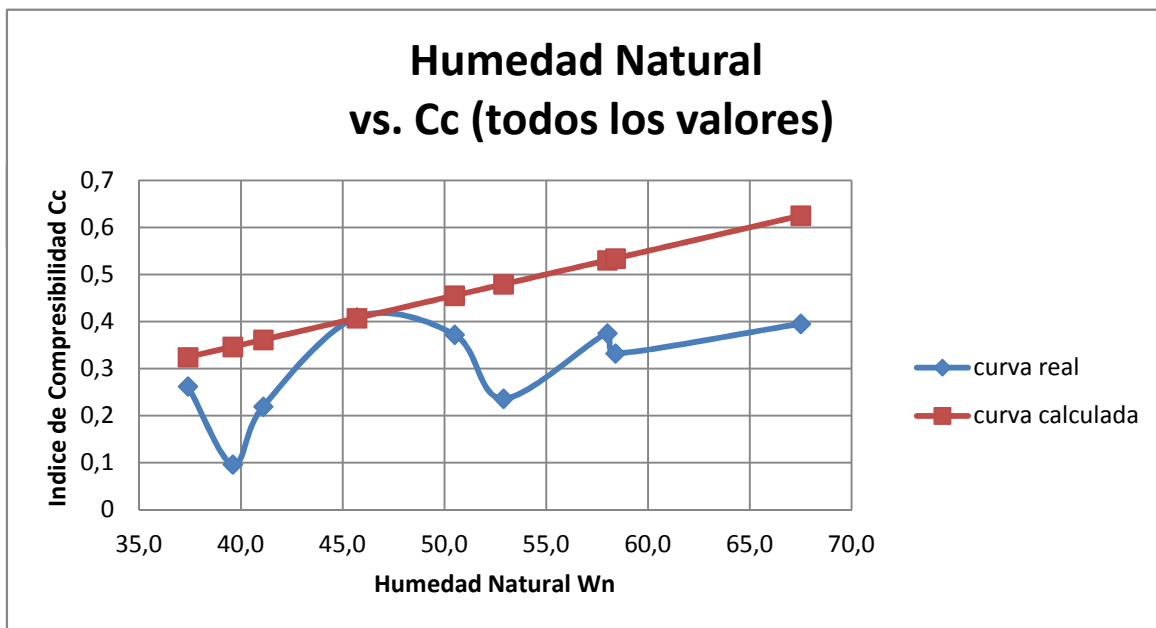
**Azzouz (1976)**

$$C_c = A (W_n - B)$$

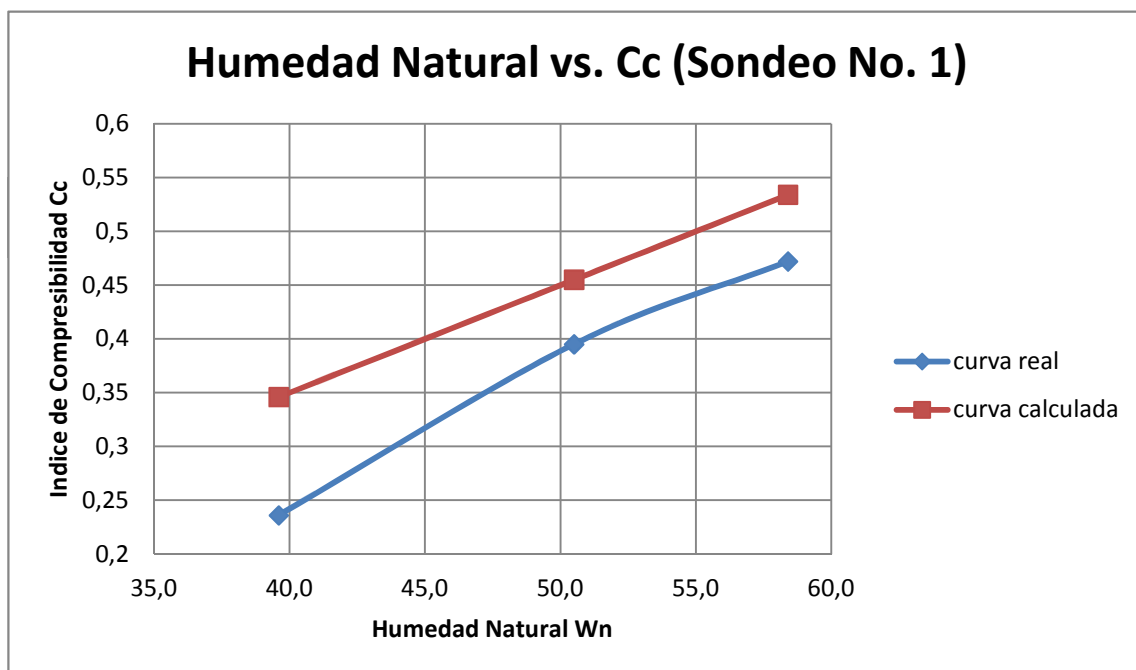
**CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS**

Profundidad	Sondeo No.	Humedad Natural W <sub>n</sub>	A	B	Indice de Compresibilidad C <sub>c</sub> (calculado)	Indice de Compresibilidad C <sub>c</sub> (real)
1	1	39,6	0,01	5	0,346	0,236
2		39,0	0,01	5	0,340	0,256
3		50,5	0,01	5	0,455	0,395
4		56,0	0,01	5	0,510	0,219
5		58,4	0,01	5	0,534	0,472
1	2	44,8	0,01	5	0,398	0,149
2		37,4	0,01	5	0,324	0,262
3		45,3	0,01	5	0,403	0,299
4		45,7	0,01	5	0,407	0,372
5		52,9	0,01	5	0,479	0,409
1	3	39,2	0,01	5	0,342	0,096
2		41,1	0,01	5	0,361	0,332
3		48,1	0,01	5	0,431	0,409
4		58,0	0,01	5	0,530	0,395
5		67,5	0,01	5	0,625	0,375

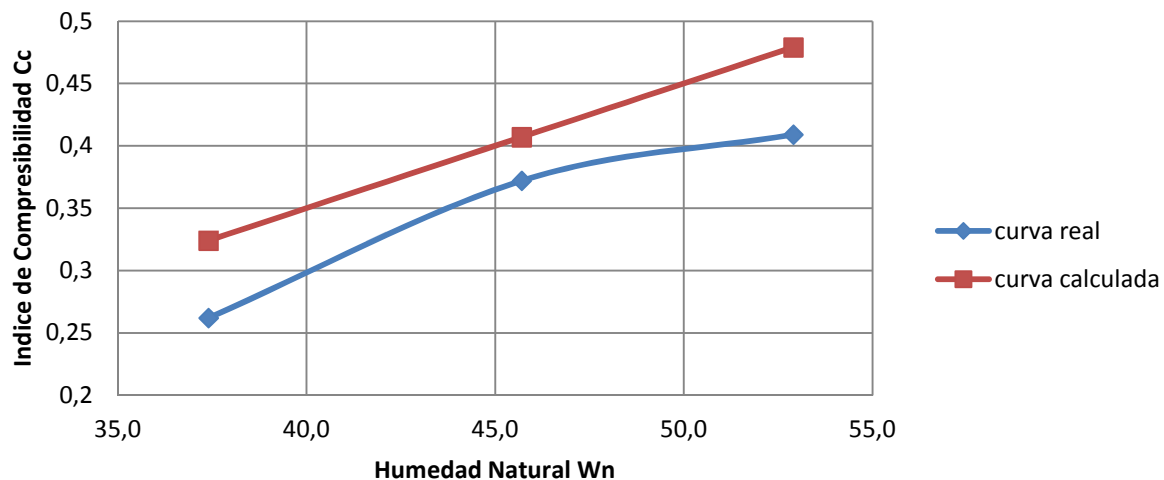
CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	Humedad Natural Wn	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	2	37,4	0,01	5	0,324	0,262
1	1	39,6	0,01	5	0,346	0,096
2	3	41,1	0,01	5	0,361	0,219
4	2	45,7	0,01	5	0,407	0,409
3	1	50,5	0,01	5	0,455	0,372
5	2	52,9	0,01	5	0,479	0,236
4	3	58,0	0,01	5	0,530	0,375
5	1	58,4	0,01	5	0,534	0,332
5	3	67,5	0,01	5	0,625	0,395



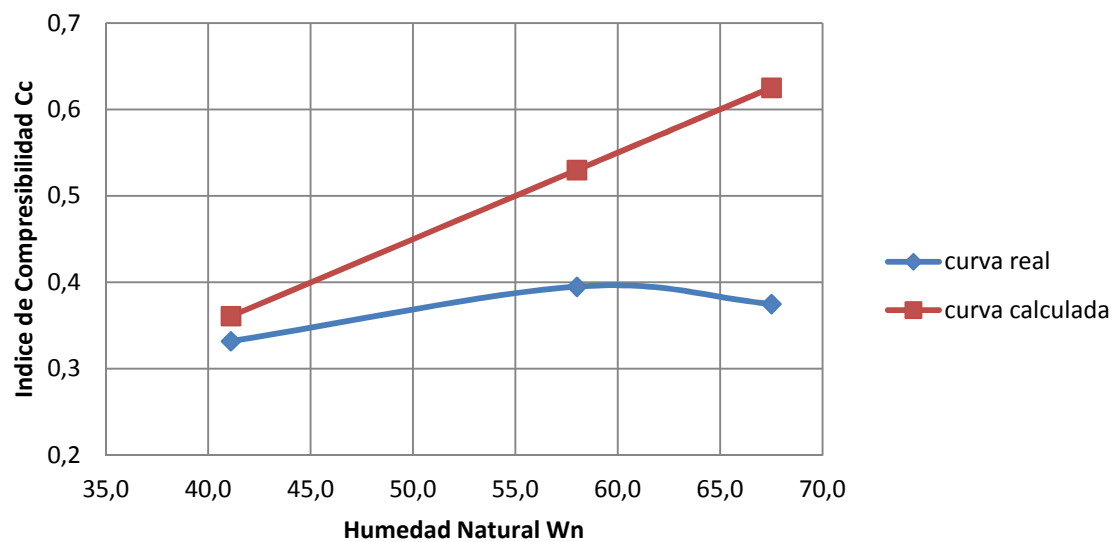
CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO						
Profundidad	Sondeo No.	Humedad Natural Wn	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	39,6	0,01	5	0,346	0,236
3	1	50,5	0,01	5	0,455	0,395
5	1	58,4	0,01	5	0,534	0,472
2	2	37,4	0,01	5	0,324	0,262
4	2	45,7	0,01	5	0,407	0,372
5	2	52,9	0,01	5	0,479	0,409
2	3	41,1	0,01	5	0,361	0,332
4	3	58,0	0,01	5	0,530	0,395
5	3	67,5	0,01	5	0,625	0,375



### Humedad Natural vs. Cc (Sondeo No. 2)



### Humedad Natural vs. Cc (Sondeo No. 3)

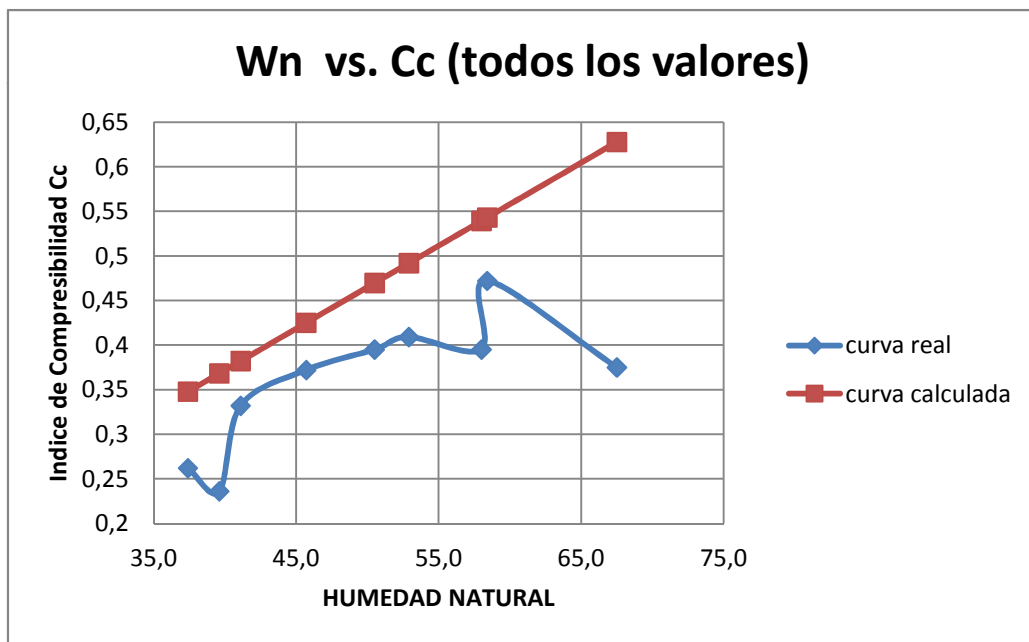


<b><math>C_c = 0,0093 W_n</math></b>	<b>KOPPULA (1981)</b>
--------------------------------------	-----------------------

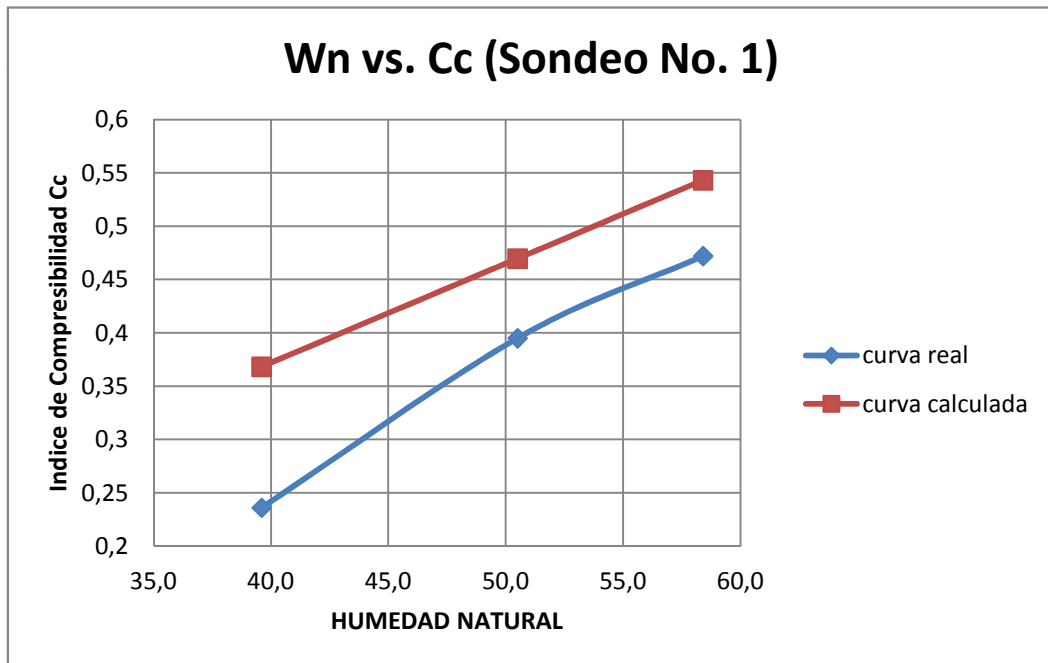
<b><math>C_c = A (W_n)</math></b>
-----------------------------------

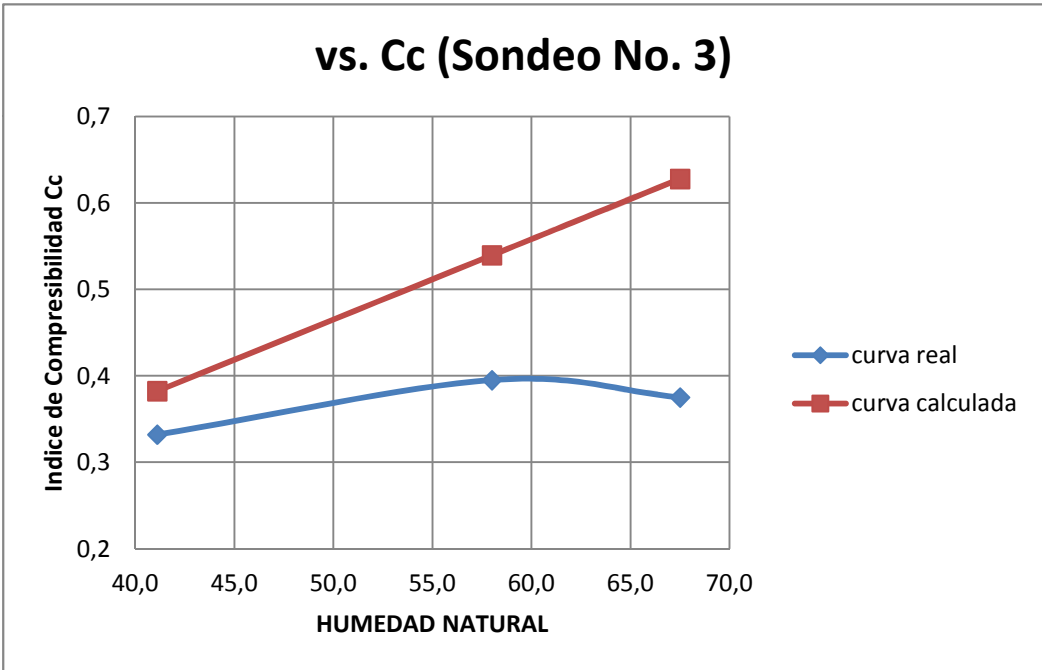
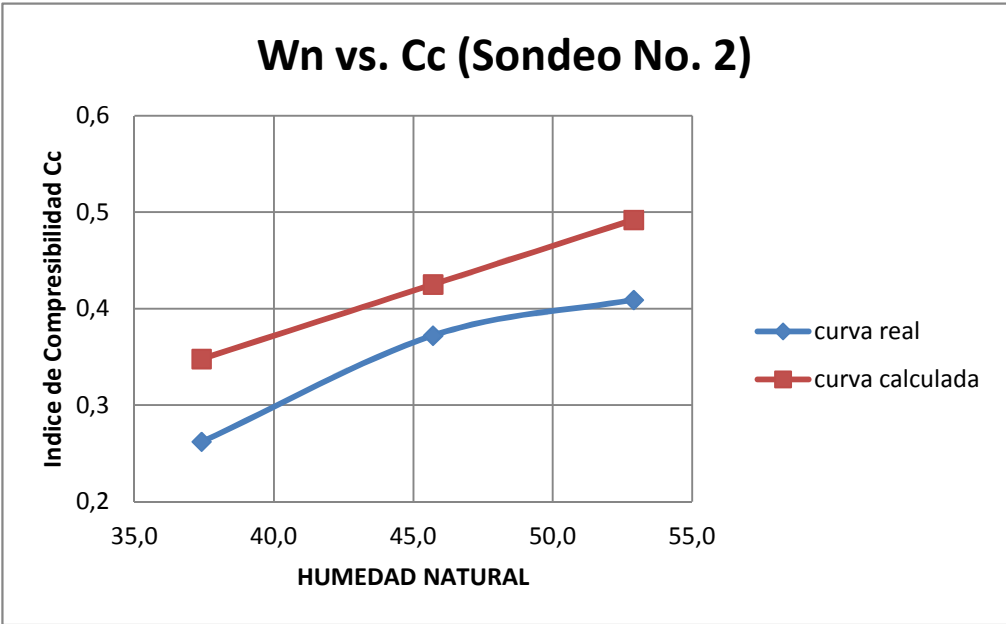
CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS					
Profundidad	Sondeo No.	Wn	A	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	39,6	0,0093	0,368	0,236
2		39,0	0,0093	0,363	0,256
3		50,5	0,0093	0,470	0,395
4		56,0	0,0093	0,521	0,219
5		58,4	0,0093	0,543	0,472
1	2	44,8	0,0093	0,417	0,149
2		37,4	0,0093	0,348	0,262
3		45,3	0,0093	0,421	0,299
4		45,7	0,0093	0,425	0,372
5		52,9	0,0093	0,492	0,409
1	3	39,2	0,0093	0,365	0,096
2		41,1	0,0093	0,382	0,332
3		48,1	0,0093	0,447	0,409
4		58,0	0,0093	0,539	0,395
5		67,5	0,0093	0,628	0,375

CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)					
Profundidad	Sondeo No.	Wn	A	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	2	37,4	0,0093	0,348	0,262
1	1	39,6	0,0093	0,368	0,236
2	3	41,1	0,0093	0,382	0,332
4	2	45,7	0,0093	0,425	0,372
3	1	50,5	0,0093	0,470	0,395
5	2	52,9	0,0093	0,492	0,409
4	3	58,0	0,0093	0,539	0,395
5	1	58,4	0,0093	0,543	0,472
5	3	67,5	0,0093	0,628	0,375



CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO					
Profundidad	Sondeo No.	Wn	A	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	39,6	0,0093	0,368	0,236
3	1	50,5	0,0093	0,470	0,395
5	1	58,4	0,0093	0,543	0,472
2	2	37,4	0,0093	0,348	0,262
4	2	45,7	0,0093	0,425	0,372
5	2	52,9	0,0093	0,492	0,409
2	3	41,1	0,0093	0,382	0,332
4	3	58,0	0,0093	0,539	0,395
5	3	67,5	0,0093	0,628	0,375





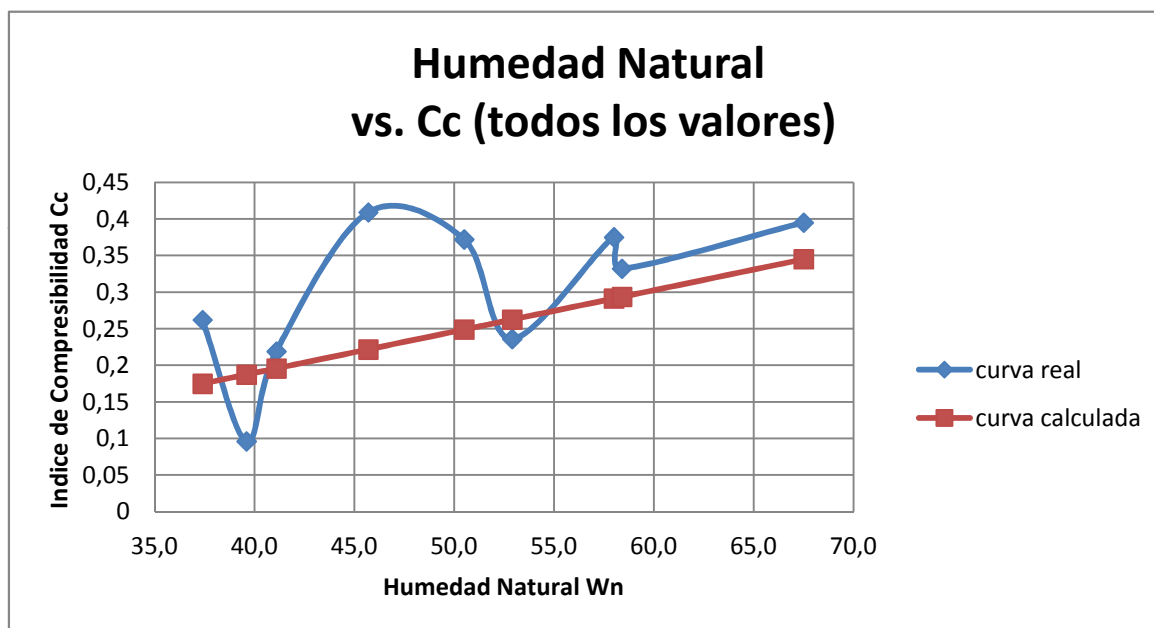
$$C_c = 0,00566 W_n - 0,037$$

**Balasubramaniam y Brenner (1981)**

$$C_c = (A * W_n) - B$$

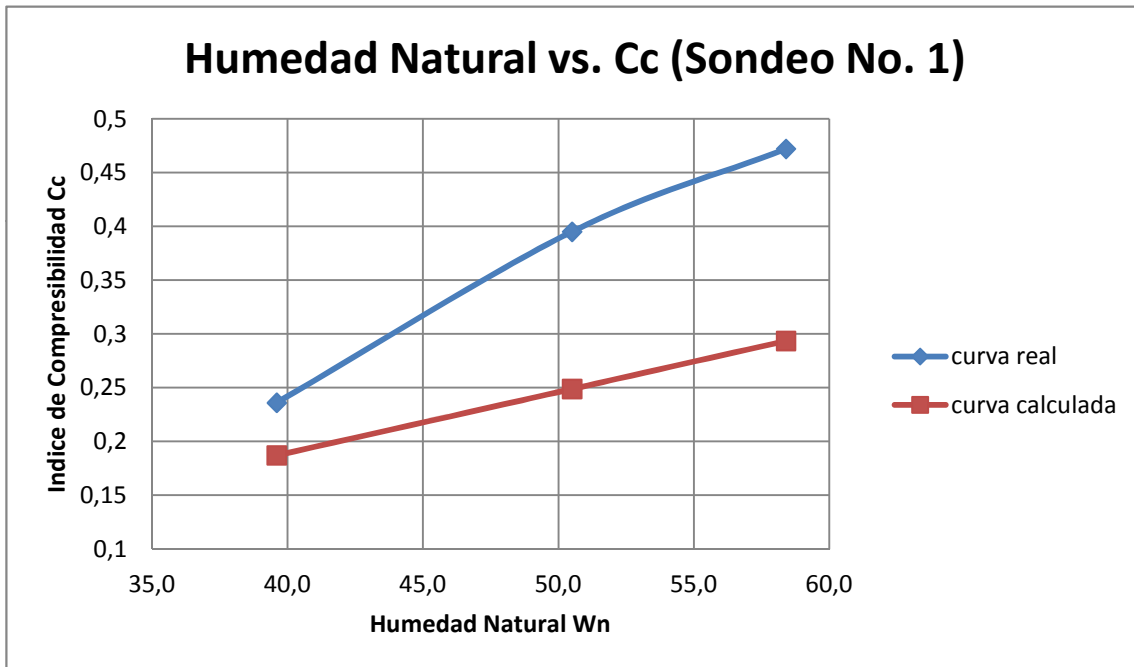
CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS						
Profundidad	Sondeo No.	Humedad Natural W <sub>n</sub>	A	B	Indice de Compresibilidad C <sub>c</sub> (calculado)	Indice de Compresibilidad C <sub>c</sub> (real)
1	1	39,6	0,00566	0,037	0,187	0,236
2		39,0	0,00566	0,037	0,184	0,256
3		50,5	0,00566	0,037	0,249	0,395
4		56,0	0,00566	0,037	0,280	0,219
5		58,4	0,00566	0,037	0,294	0,472
1	2	44,8	0,00566	0,037	0,217	0,149
2		37,4	0,00566	0,037	0,175	0,262
3		45,3	0,00566	0,037	0,219	0,299
4		45,7	0,00566	0,037	0,222	0,372
5		52,9	0,00566	0,037	0,262	0,409
1	3	39,2	0,00566	0,037	0,185	0,096
2		41,1	0,00566	0,037	0,196	0,332
3		48,1	0,00566	0,037	0,235	0,409
4		58,0	0,00566	0,037	0,291	0,395
5		67,5	0,00566	0,037	0,345	0,375

CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	Humedad Natural Wn	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	2	37,4	0,00566	0,037	0,175	0,262
1	1	39,6	0,00566	0,037	0,187	0,096
2	3	41,1	0,00566	0,037	0,196	0,219
4	2	45,7	0,00566	0,037	0,222	0,409
3	1	50,5	0,00566	0,037	0,249	0,372
5	2	52,9	0,00566	0,037	0,262	0,236
4	3	58,0	0,00566	0,037	0,291	0,375
5	1	58,4	0,00566	0,037	0,294	0,332
5	3	67,5	0,00566	0,037	0,345	0,395

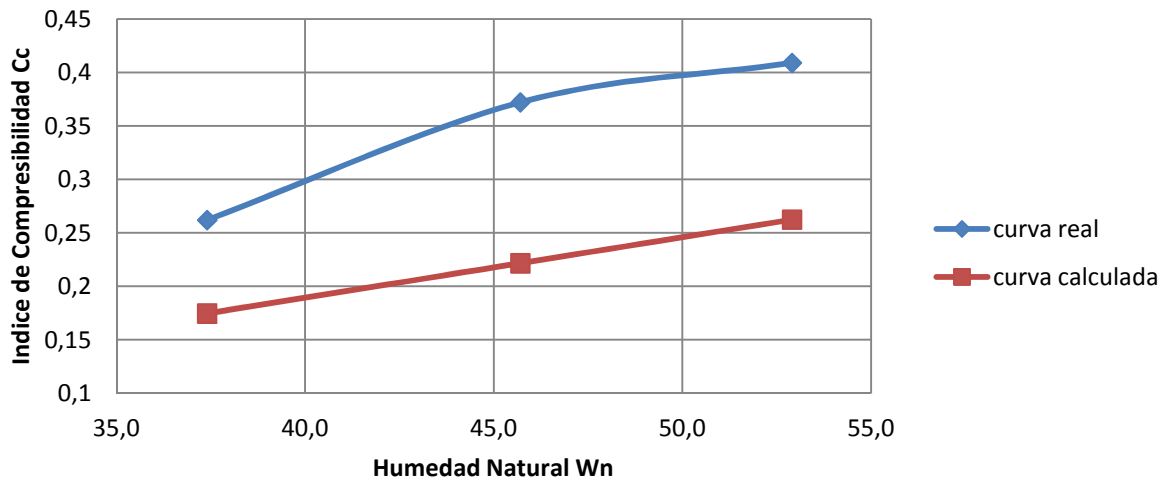


**CORRELACIONES- INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO**

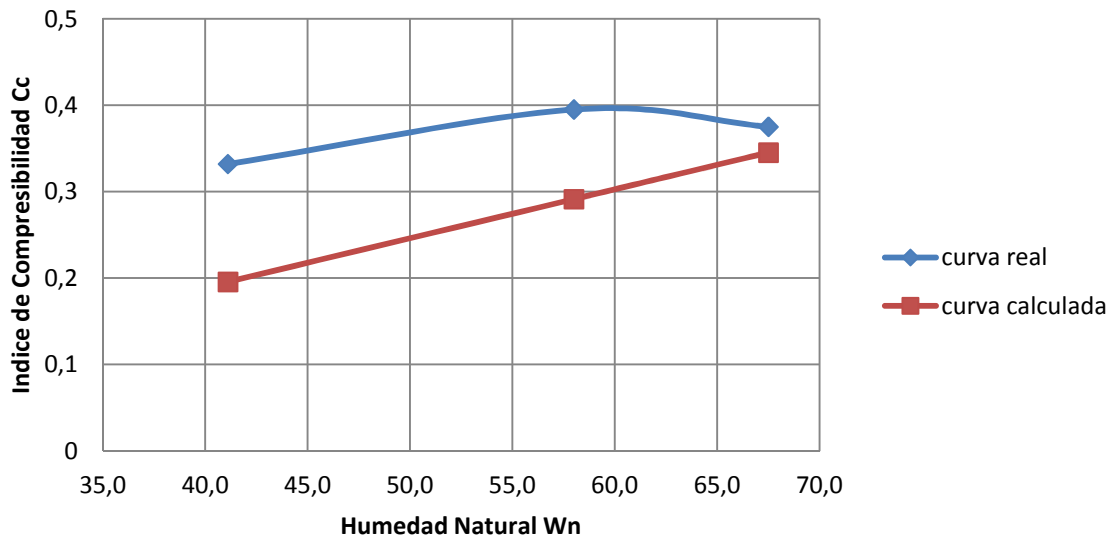
Profundidad	Sondeo No.	Humedad Natural Wn	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	39,6	0,00566	0,037	0,187	0,236
3	1	50,5	0,00566	0,037	0,249	0,395
5	1	58,4	0,00566	0,037	0,294	0,472
2	2	37,4	0,00566	0,037	0,175	0,262
4	2	45,7	0,00566	0,037	0,222	0,372
5	2	52,9	0,00566	0,037	0,262	0,409
2	3	41,1	0,00566	0,037	0,196	0,332
4	3	58,0	0,00566	0,037	0,291	0,395
5	3	67,5	0,00566	0,037	0,345	0,375



### Humedad Natural vs. Cc (Sondeo No. 2)



### Humedad Natural vs. Cc (Sondeo No. 3)



#### 6.5.4. Correlaciones en función del índice plástico

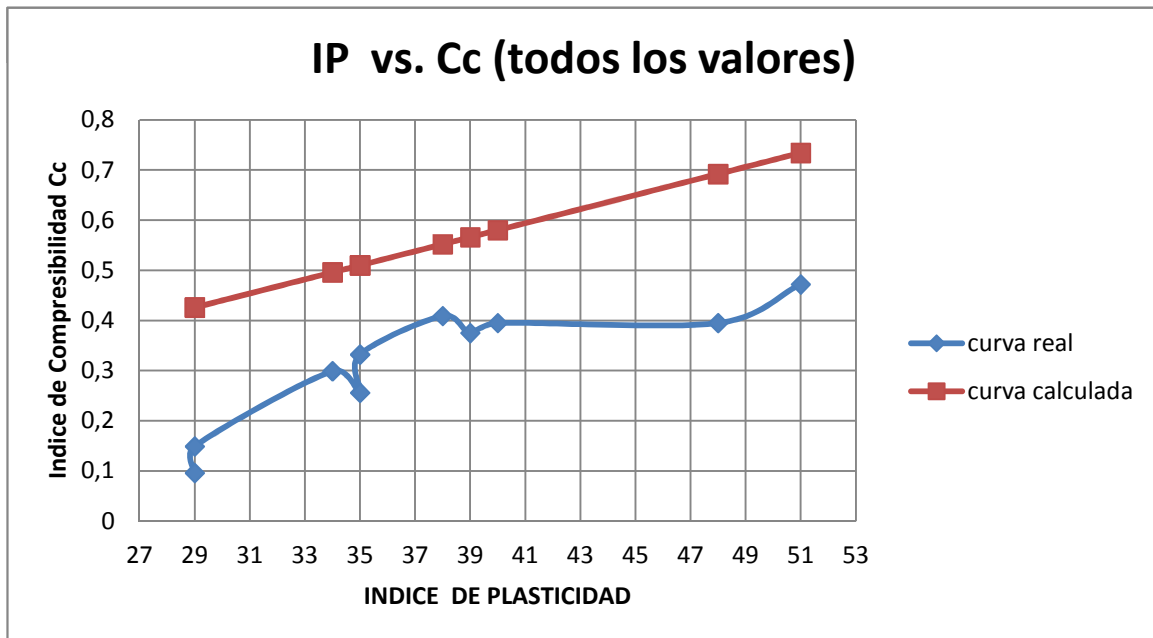
$$C_c = 0,02 + 0,014(IP) \text{ Nacci(1975) - Arcillas del Atlantico Norte}$$

$$C_c = A + B(IP)$$

CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS						
Profundidad	Sondeo No.	IP	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	46	0,02	0,014	0,664	0,236
2		35	0,02	0,014	0,510	0,256
3		48	0,02	0,014	0,692	0,395
4		49	0,02	0,014	0,706	0,219
5		51	0,02	0,014	0,734	0,472
1	2	29	0,02	0,014	0,426	0,149
2		36	0,02	0,014	0,524	0,262
3		34	0,02	0,014	0,496	0,299
4		29	0,02	0,014	0,426	0,372
5		38	0,02	0,014	0,552	0,409
1	3	29	0,02	0,014	0,426	0,096
2		35	0,02	0,014	0,510	0,332
3		36	0,02	0,014	0,524	0,409
4		40	0,02	0,014	0,580	0,395
5		39	0,02	0,014	0,566	0,375

**CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)**

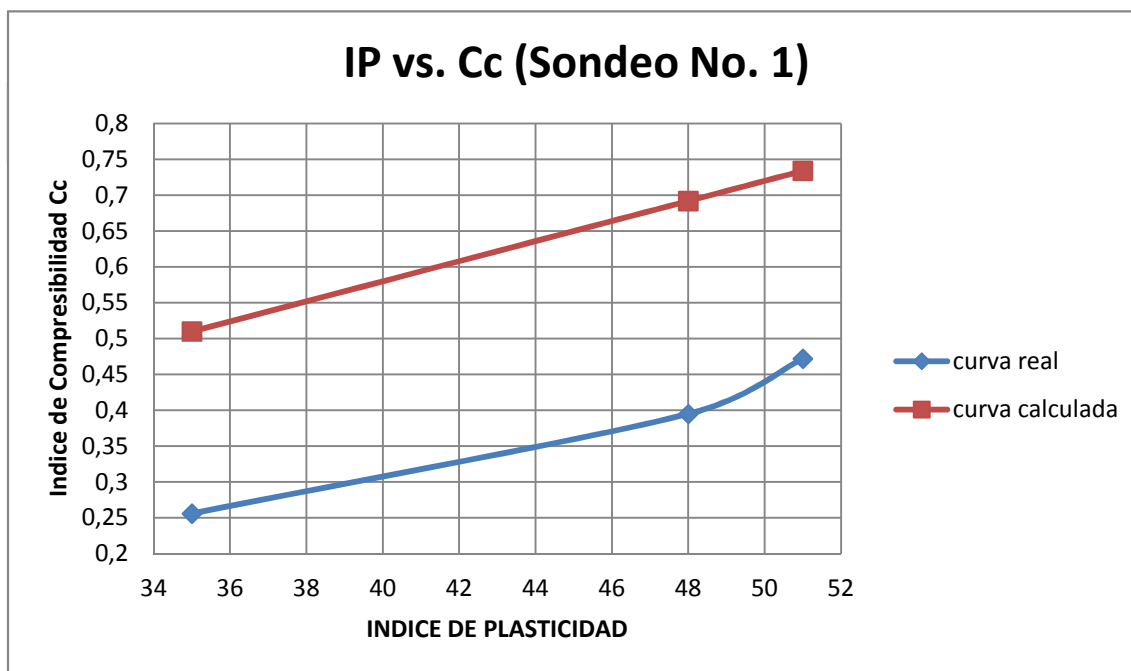
Profundidad	Sondeo No.	IP	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	3	29	0,02	0,014	0,426	0,096
1	2	29	0,02	0,014	0,426	0,149
3	2	34	0,02	0,014	0,496	0,299
2	1	35	0,02	0,014	0,510	0,256
2	3	35	0,02	0,014	0,510	0,332
5	2	38	0,02	0,014	0,552	0,409
5	3	39	0,02	0,014	0,566	0,375
4	3	40	0,02	0,014	0,580	0,395
3	1	48	0,02	0,014	0,692	0,395
5	1	51	0,02	0,014	0,734	0,472

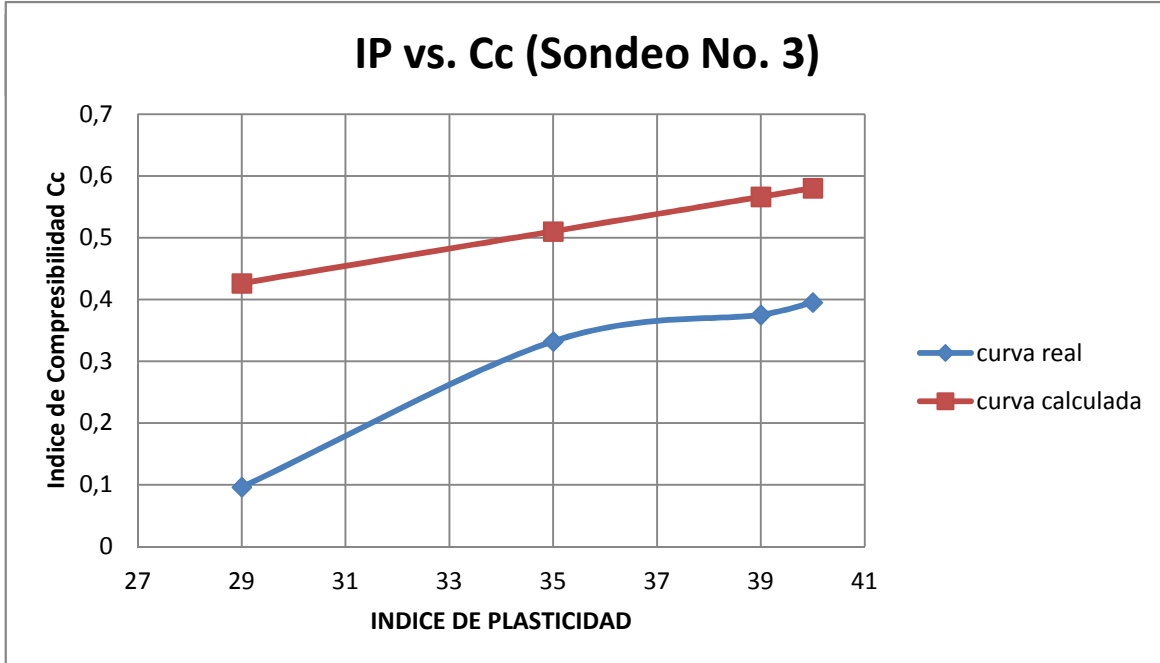
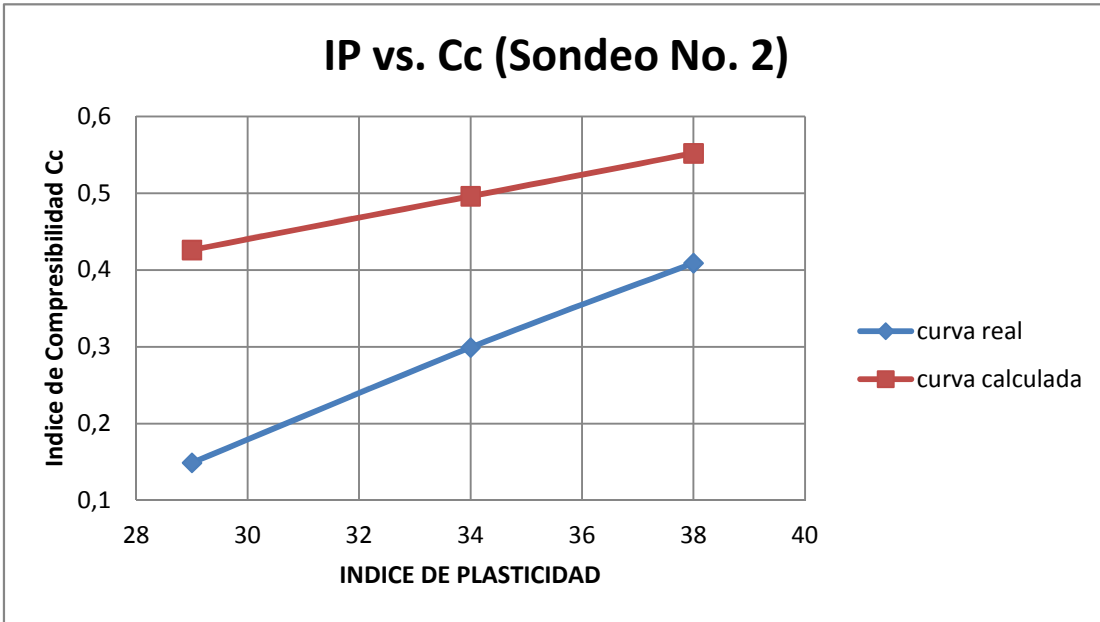


**CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO**

Profundidad	Sondeo No.	IP	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	1	35	0,02	0,014	0,510	0,256
3	1	48	0,02	0,014	0,692	0,395
5	1	51	0,02	0,014	0,734	0,472
1	2	29	0,02	0,014	0,426	0,149
3	2	34	0,02	0,014	0,496	0,299
5	2	38	0,02	0,014	0,552	0,409
1	3	29	0,02	0,014	0,426	0,096
2	3	35	0,02	0,014	0,510	0,332
5	3	39	0,02	0,014	0,566	0,375
4	3	40	0,02	0,014	0,580	0,395

**IP vs. Cc (Sondeo No. 1)**



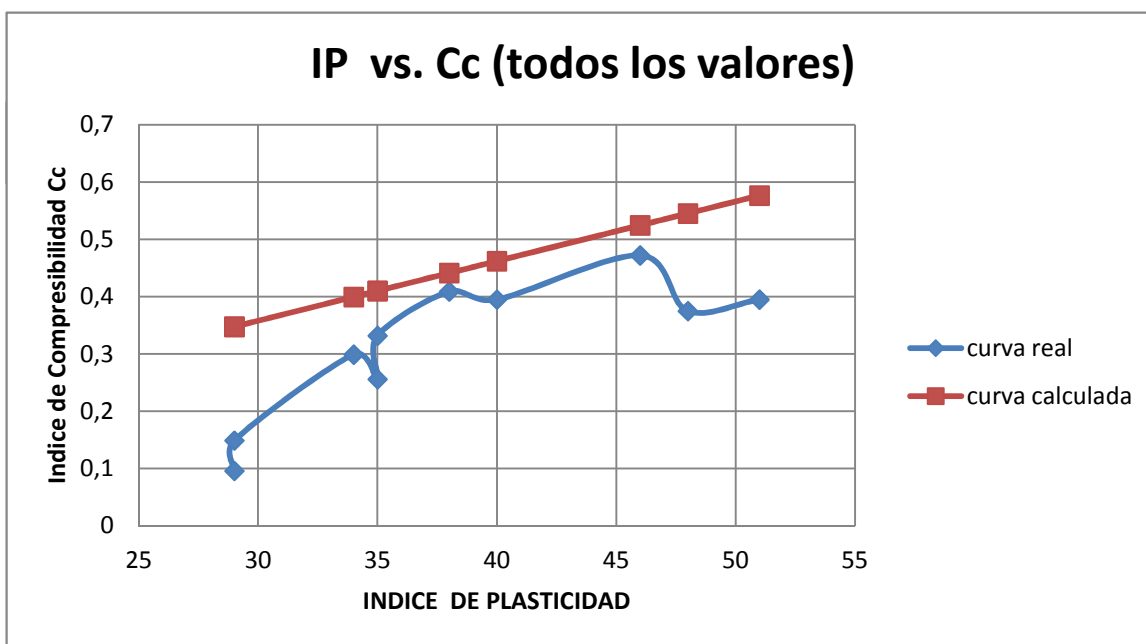


$$C_c = 0,046 + 0,0104(IP) \text{ Nakase(1988)}$$

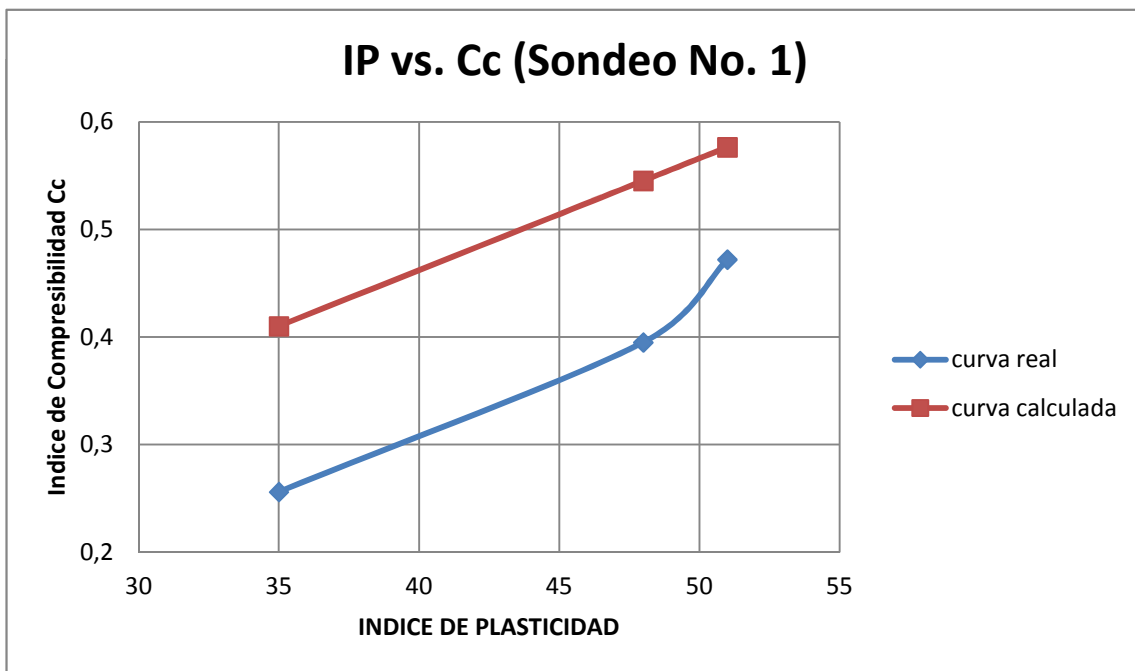
$$C_c = A + B(IP)$$

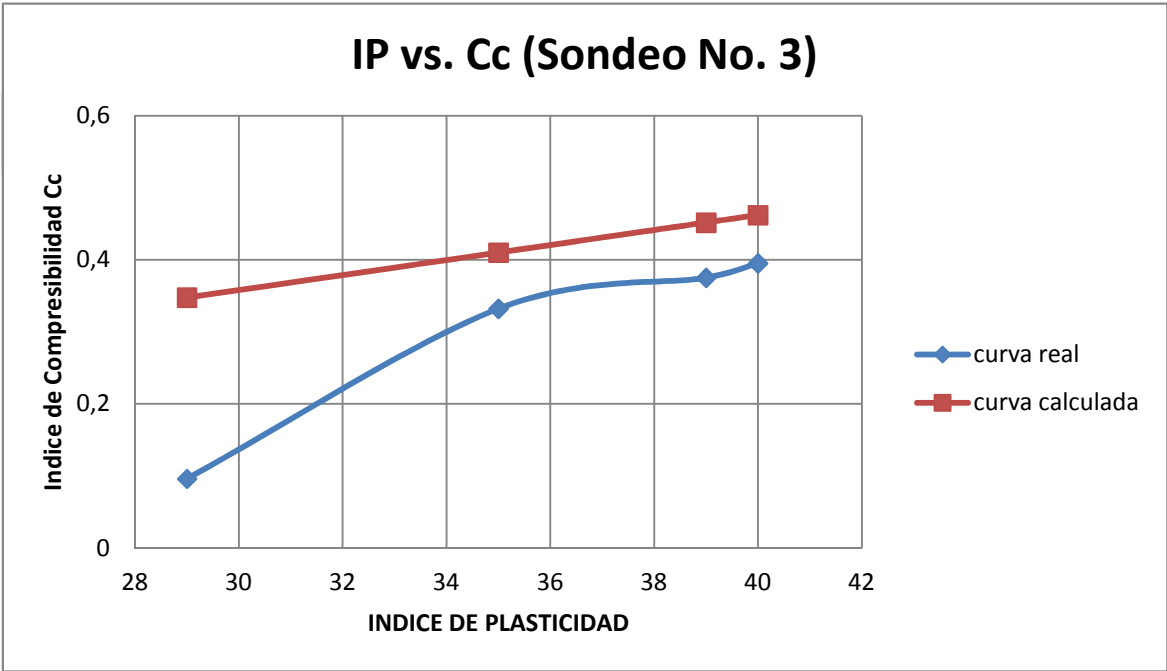
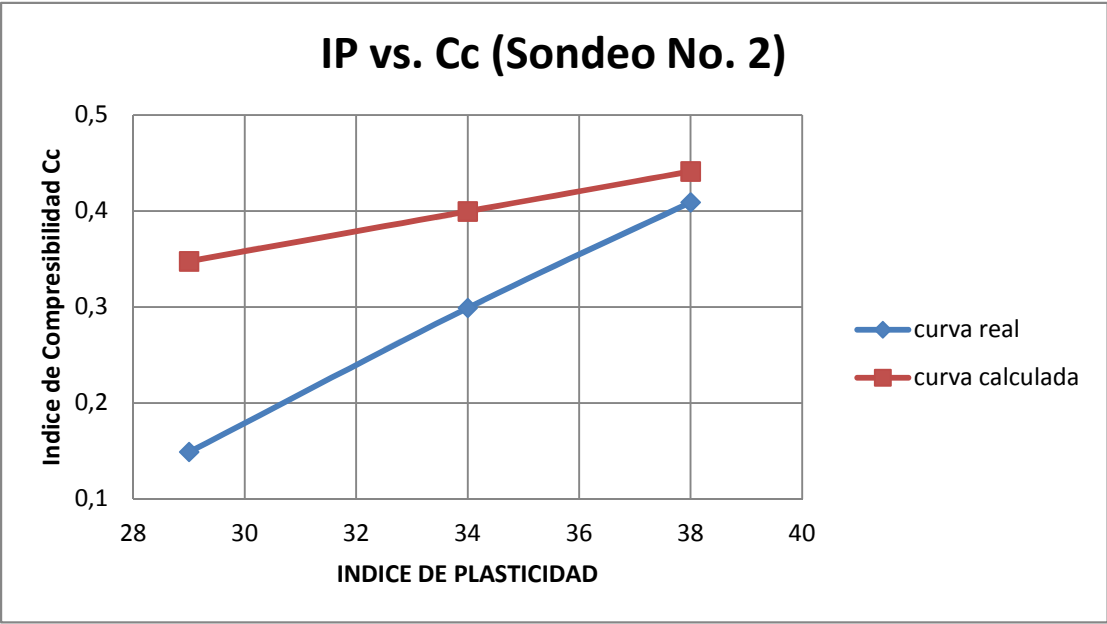
CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS						
Profundidad	Sondeo No.	IP	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	46	0,046	0,0104	0,524	0,236
2		35	0,046	0,0104	0,410	0,256
3		48	0,046	0,0104	0,545	0,395
4		49	0,046	0,0104	0,556	0,219
5		51	0,046	0,0104	0,576	0,472
1	2	29	0,046	0,0104	0,348	0,149
2		36	0,046	0,0104	0,420	0,262
3		34	0,046	0,0104	0,400	0,299
4		29	0,046	0,0104	0,348	0,372
5		38	0,046	0,0104	0,441	0,409
1	3	29	0,046	0,0104	0,348	0,096
2		35	0,046	0,0104	0,410	0,332
3		36	0,046	0,0104	0,420	0,409
4		40	0,046	0,0104	0,462	0,395
5		39	0,046	0,0104	0,452	0,375

CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS (todos los valores)						
Profundidad	Sondeo No.	IP	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	3	29	0,046	0,0104	0,348	0,096
1	2	29	0,046	0,0104	0,348	0,149
3	2	34	0,046	0,0104	0,400	0,299
2	1	35	0,046	0,0104	0,410	0,256
2	3	35	0,046	0,0104	0,410	0,332
5	2	38	0,046	0,0104	0,441	0,409
3	1	40	0,046	0,0104	0,462	0,395
5	1	46	0,046	0,0104	0,524	0,472
5	3	48	0,046	0,0104	0,545	0,375
4	3	51	0,046	0,0104	0,576	0,395



CORRELACION - INTERPRETACION DE RESULTADOS POR SONDEO						
Profundidad	Sondeo No.	IP	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
2	1	35	0,046	0,0104	0,410	0,256
3	1	48	0,046	0,0104	0,545	0,395
5	1	51	0,046	0,0104	0,576	0,472
1	2	29	0,046	0,0104	0,348	0,149
3	2	34	0,046	0,0104	0,400	0,299
5	2	38	0,046	0,0104	0,441	0,409
1	3	29	0,046	0,0104	0,348	0,096
2	3	35	0,046	0,0104	0,410	0,332
5	3	39	0,046	0,0104	0,452	0,375
4	3	40	0,046	0,0104	0,462	0,395





### 6.5.5. Correlaciones en función de varios parámetros

$$C_c = 0,141x G_s^{1,2}x ((1+e_o)/G_s)^{2,38} \quad \text{Rendon - Herrero (1983)}$$

$$C_c = Ax G_s^{1,2}x ((B+e_o)/G_s)^{2,38}$$

CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS							
Profundidad	Sondeo No.	eo	Gs	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	1,17	2,71	0,141	1,00	0,275	0,236
2		0,99	2,72	0,141	1,00	0,223	0,256
3		1,52	2,73	0,141	1,00	0,389	0,395
4		1,13	2,71	0,141	1,00	0,263	0,219
5		1,46	2,72	0,141	1,00	0,369	0,472
1	2	0,85	2,72	0,141	1,00	0,187	0,149
2		1,26	2,73	0,141	1,00	0,300	0,262
3		1,22	2,71	0,141	1,00	0,290	0,299
4		1,28	2,73	0,141	1,00	0,307	0,372
5		1,58	2,72	0,141	1,00	0,413	0,409
1	3	0,60	2,64	0,141	1,00	0,137	0,096
2		1,31	2,64	0,141	1,00	0,329	0,332
3		1,55	2,63	0,141	1,00	0,418	0,409
4		1,41	2,64	0,141	1,00	0,364	0,395
5		1,04	2,63	0,141	1,00	0,246	0,375

$$C_c = 0,2343 (LL/100) G_s \quad \text{Nagaraj y Murty (1985)}$$

$$C_c = A (LL/B) G_s$$

CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS							
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	Gravedad Específica Gs	A	B	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	77	2,71	0,2343	100	0,489	0,236
2		65	2,72	0,2343	100	0,414	0,256
3		82	2,73	0,2343	100	0,525	0,395
4		84	2,71	0,2343	100	0,533	0,219
5		86	2,72	0,2343	100	0,548	0,472
1	2	59	2,72	0,2343	100	0,376	0,149
2		67	2,73	0,2343	100	0,429	0,262
3		67	2,71	0,2343	100	0,425	0,299
4		59	2,73	0,2343	100	0,377	0,372
5		68	2,72	0,2343	100	0,433	0,409
1	3	58	2,64	0,2343	100	0,359	0,096
2		65	2,64	0,2343	100	0,402	0,332
3		66	2,63	0,2343	100	0,407	0,409
4		75	2,64	0,2343	100	0,464	0,395
5		74	2,63	0,2343	100	0,456	0,375

$$C_c = 0,00234 * LL * G_s \quad \text{Nagaraj y Srinivasa Murthy}$$

$$C_c = A * LL * G_s$$

CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS						
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	Gravedad Específica G <sub>s</sub>	A	Indice de Compresibilidad C <sub>c</sub> (calculado)	Indice de Compresibilidad C <sub>c</sub> (real)
1	1	77	2,71	0,00234	0,488	0,236
2		65	2,72	0,00234	0,414	0,256
3		82	2,73	0,00234	0,524	0,395
4		84	2,71	0,00234	0,533	0,219
5		86	2,72	0,00234	0,547	0,472
1	2	59	2,72	0,00234	0,376	0,149
2		67	2,73	0,00234	0,428	0,262
3		67	2,71	0,00234	0,425	0,299
4		59	2,73	0,00234	0,377	0,372
5		68	2,72	0,00234	0,433	0,409
1	3	58	2,64	0,00234	0,358	0,096
2		65	2,64	0,00234	0,402	0,332
3		66	2,63	0,00234	0,406	0,409
4		75	2,64	0,00234	0,463	0,395
5		74	2,63	0,00234	0,455	0,375

$$C_c = 0,37 (e_o + 0,003LL + 0,0004W_n - 0,34) \quad \text{AZZOUZ (1976)}$$

$$C_c = A(e_o + B(LL) + C(W_n) - D)$$

CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS

Profundidad	Sondeo No.	eo	LL	Wn	A	B	C	D	Indice de Compresibilidad Cc (calculado)	Indice de Compresibilidad Cc (real)
1	1	1,17	77	39,6	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,398	0,236
2		0,99	65	39,0	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,318	0,256
3		1,52	82	50,5	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,535	0,395
4		1,13	84	56,0	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,394	0,219
5		1,46	86	58,4	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,519	0,472
1	2	0,85	59	44,8	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,261	0,149
2		1,26	67	37,4	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,420	0,262
3		1,22	67	45,3	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,407	0,299
4		1,28	59	45,7	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,420	0,372
5		1,58	68	52,9	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,542	0,409
1	3	0,60	55	39,2	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,163	0,096
2		1,31	65	41,1	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,437	0,332
3		1,55	66	48,1	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,528	0,409
4		1,41	98	58,0	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,513	0,395
5		1,04	87	67,5	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,366	0,375

$$C_c = 0,009 W_n + 0,005 LL \quad \text{Koppula (1986)}$$

$$C_c = A \cdot W_n + B \cdot LL$$

CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS							
Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	Humedad Natural W <sub>n</sub>	A	B	Indice de Compresibilidad C <sub>c</sub> (calculado)	Indice de Compresibilidad C <sub>c</sub> (real)
1	1	77	39,6	0,009	0,005	0,741	0,236
2		65	39,0	0,009	0,005	0,676	0,256
3		82	50,5	0,009	0,005	0,865	0,395
4		84	56,0	0,009	0,005	0,924	0,219
5		86	58,4	0,009	0,005	0,956	0,472
1	2	59	44,8	0,009	0,005	0,698	0,149
2		67	37,4	0,009	0,005	0,672	0,262
3		67	45,3	0,009	0,005	0,743	0,299
4		59	45,7	0,009	0,005	0,706	0,372
5		68	52,9	0,009	0,005	0,816	0,409
1	3	58	39,2	0,009	0,005	0,643	0,096
2		65	41,1	0,009	0,005	0,695	0,332
3		66	48,1	0,009	0,005	0,763	0,409
4		75	58,0	0,009	0,005	0,897	0,395
5		74	67,5	0,009	0,005	0,978	0,375

$$C_c = - 0,156 + 0,411e_o + 0,00058LL \quad \text{Al-Khafaji y Andersland (1992)}$$

$$C_c = - A + (B \cdot e_o) + (C \cdot LL)$$

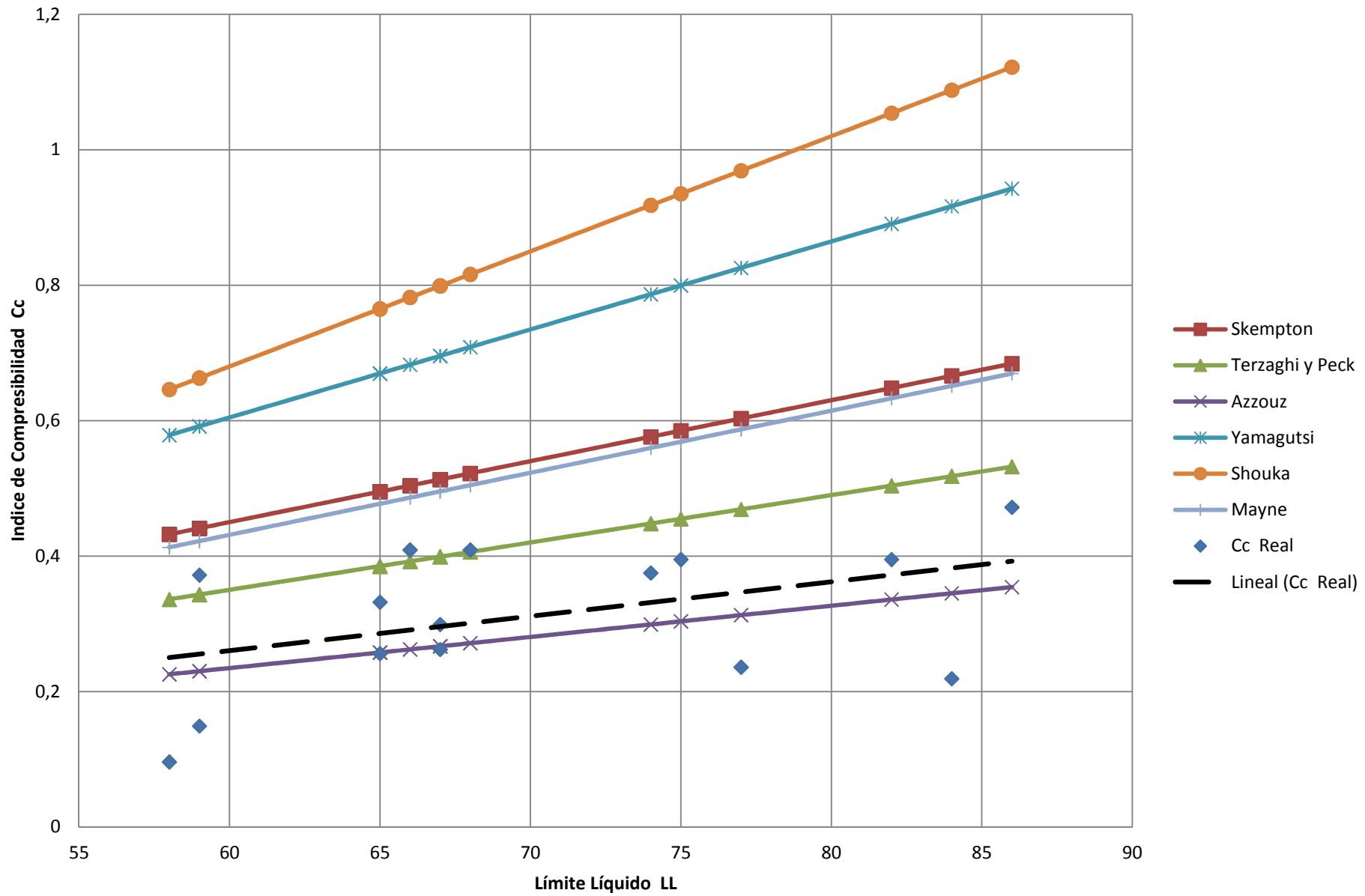
CORRELACION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS

Profundidad	Sondeo No.	Limite Líquido	Relación de Vacíos $e_o$	A	B	C	Indice de Compresibilidad $C_c$ (calculado)	Indice de Compresibilidad $C_c$ (real)
1	1	77	1,17	0,156	0,411	0,00058	0,370	0,236
2		65	0,99	0,156	0,411	0,00058	0,289	0,256
3		82	1,52	0,156	0,411	0,00058	0,516	0,395
4		84	1,13	0,156	0,411	0,00058	0,357	0,219
5		86	1,46	0,156	0,411	0,00058	0,494	0,472
1	2	59	0,85	0,156	0,411	0,00058	0,228	0,149
2		67	1,26	0,156	0,411	0,00058	0,401	0,262
3		67	1,22	0,156	0,411	0,00058	0,384	0,299
4		59	1,28	0,156	0,411	0,00058	0,404	0,372
5		68	1,58	0,156	0,411	0,00058	0,533	0,409
1	3	58	0,60	0,156	0,411	0,00058	0,124	0,096
2		65	1,31	0,156	0,411	0,00058	0,420	0,332
3		66	1,55	0,156	0,411	0,00058	0,519	0,409
4		75	1,41	0,156	0,411	0,00058	0,467	0,395
5		74	1,04	0,156	0,411	0,00058	0,314	0,375

## 6.6. INTERPRETACION GLOBAL DE LAS CORRELACIONES

CUADRO GLOBAL DE INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS									
SONDEO Nº	Prof ( m )	Cc ( Consolidación)	Cc = f(Límite Líquido)						
			Skempton	Terzaghi y Peck	Azzouz	Yamagutsi	Shouka	Mayne	Balasubramaniam y Brenner
1	1	0,236	0,603	0,469	0,313	0,826	0,969	0,587	0,344
	2	0,256	0,495	0,385	0,258	0,670	0,765	0,477	0,288
	3	0,395	0,648	0,504	0,336	0,891	1,054	0,633	0,367
	4	0,219	0,666	0,518	0,345	0,917	1,088	0,651	0,376
	5	0,472	0,684	0,532	0,354	0,943	1,122	0,670	0,385
2	1	0,149	0,441	0,343	0,230	0,592	0,663	0,422	0,260
	2	0,262	0,513	0,399	0,267	0,696	0,799	0,495	0,297
	3	0,299	0,513	0,399	0,267	0,696	0,799	0,495	0,297
	4	0,372	0,441	0,343	0,230	0,592	0,663	0,422	0,260
	5	0,409	0,522	0,406	0,271	0,709	0,816	0,505	0,302
3	1	0,096	0,432	0,336	0,225	0,579	0,646	0,413	0,256
	2	0,332	0,495	0,385	0,258	0,670	0,765	0,477	0,288
	3	0,409	0,504	0,392	0,262	0,683	0,782	0,486	0,293
	4	0,395	0,585	0,455	0,304	0,800	0,935	0,569	0,334
	5	0,375	0,576	0,448	0,299	0,787	0,918	0,560	0,330

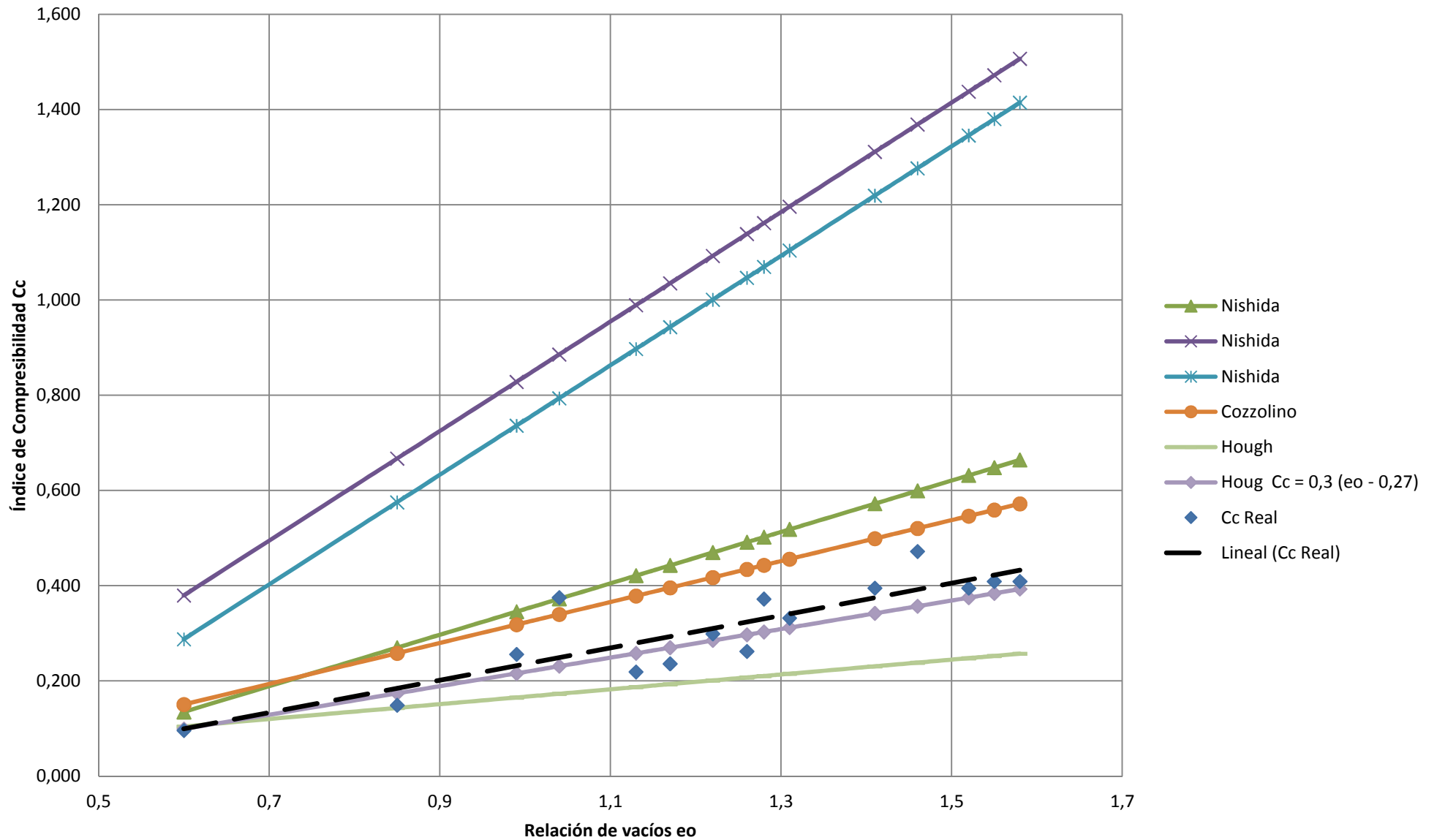
### Límite Líquido (LL) VS Cc



**CUADRO GLOBAL DE INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

SONDEO Nº	Prof ( m )	Cc ( Consolidación)	Cc = f(Relación de Vacíos)								
			Sowers	Nishida	Nishida	Nishida	Cozzolino	Azzouz ( Sao Paulo)	Azzouz (Chicago)	Hough	Hough
1	1	0,236	0,503	0,443	1,035	0,943	0,396	0,507	0,252	0,193	0,270
	2	0,256	0,368	0,346	0,828	0,736	0,318	0,326	0,214	0,165	0,216
	3	0,395	0,765	0,632	1,438	1,346	0,546	0,858	0,324	0,248	0,375
	4	0,219	0,473	0,421	0,989	0,897	0,378	0,466	0,243	0,187	0,258
	5	0,472	0,720	0,599	1,369	1,277	0,520	0,798	0,312	0,238	0,357
2	1	0,149	0,263	0,270	0,667	0,575	0,258	0,185	0,185	0,143	0,174
	2	0,262	0,570	0,491	1,139	1,047	0,434	0,597	0,270	0,207	0,297
	3	0,299	0,540	0,470	1,093	1,001	0,417	0,557	0,262	0,201	0,285
	4	0,372	0,585	0,502	1,162	1,070	0,443	0,617	0,275	0,210	0,303
	5	0,409	0,810	0,664	1,507	1,415	0,572	0,919	0,337	0,257	0,393
3	1	0,096	0,075	0,135	0,380	0,288	0,151	0,000	0,133	0,104	0,099
	2	0,332	0,608	0,518	1,196	1,104	0,456	0,647	0,281	0,215	0,312
	3	0,409	0,788	0,648	1,472	1,380	0,559	0,888	0,331	0,253	0,384
	4	0,395	0,683	0,572	1,311	1,219	0,499	0,748	0,302	0,231	0,342
	5	0,375	0,405	0,373	0,886	0,794	0,340	0,376	0,225	0,173	0,231

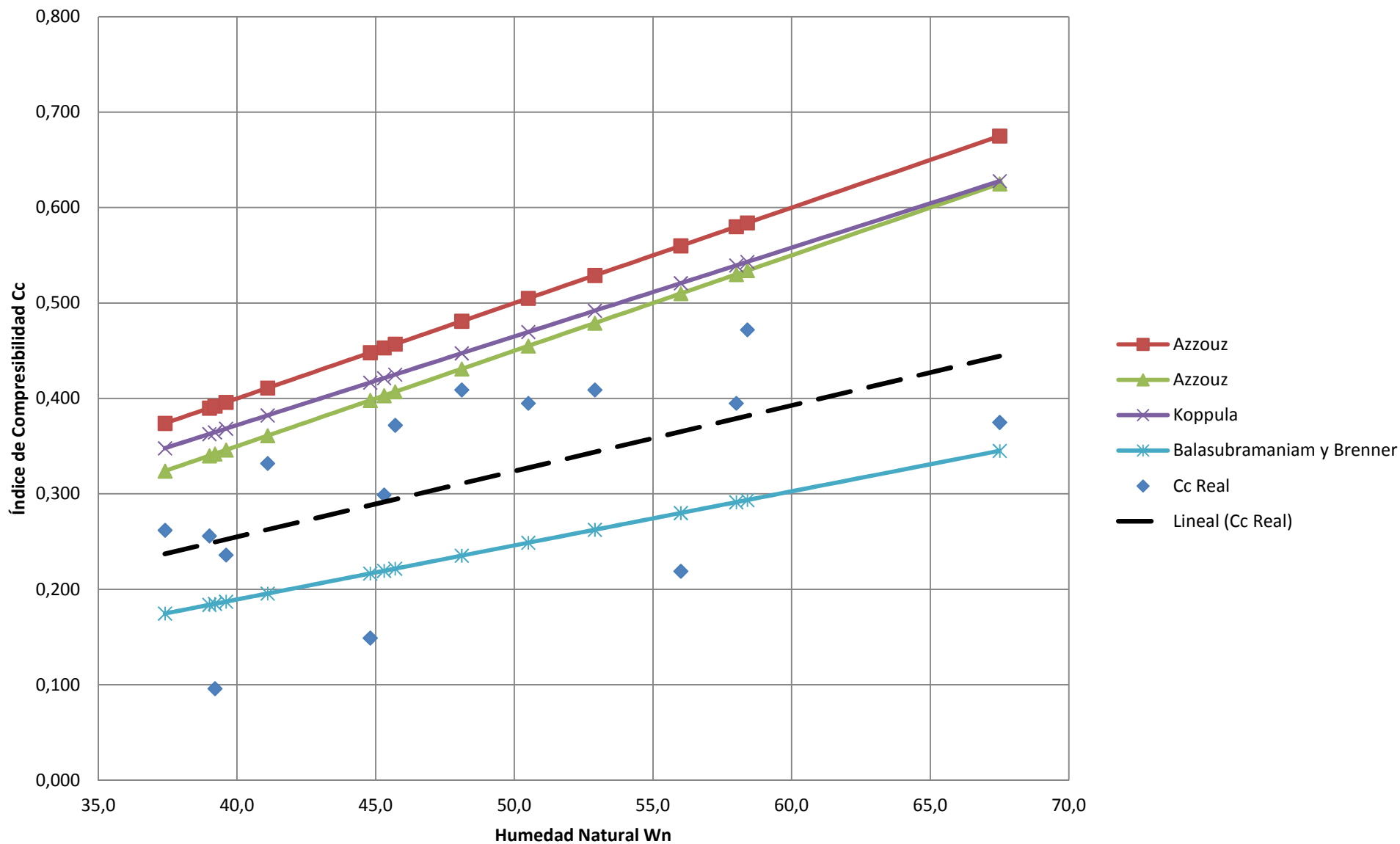
## Relación de Vacíos (eo) VS Cc



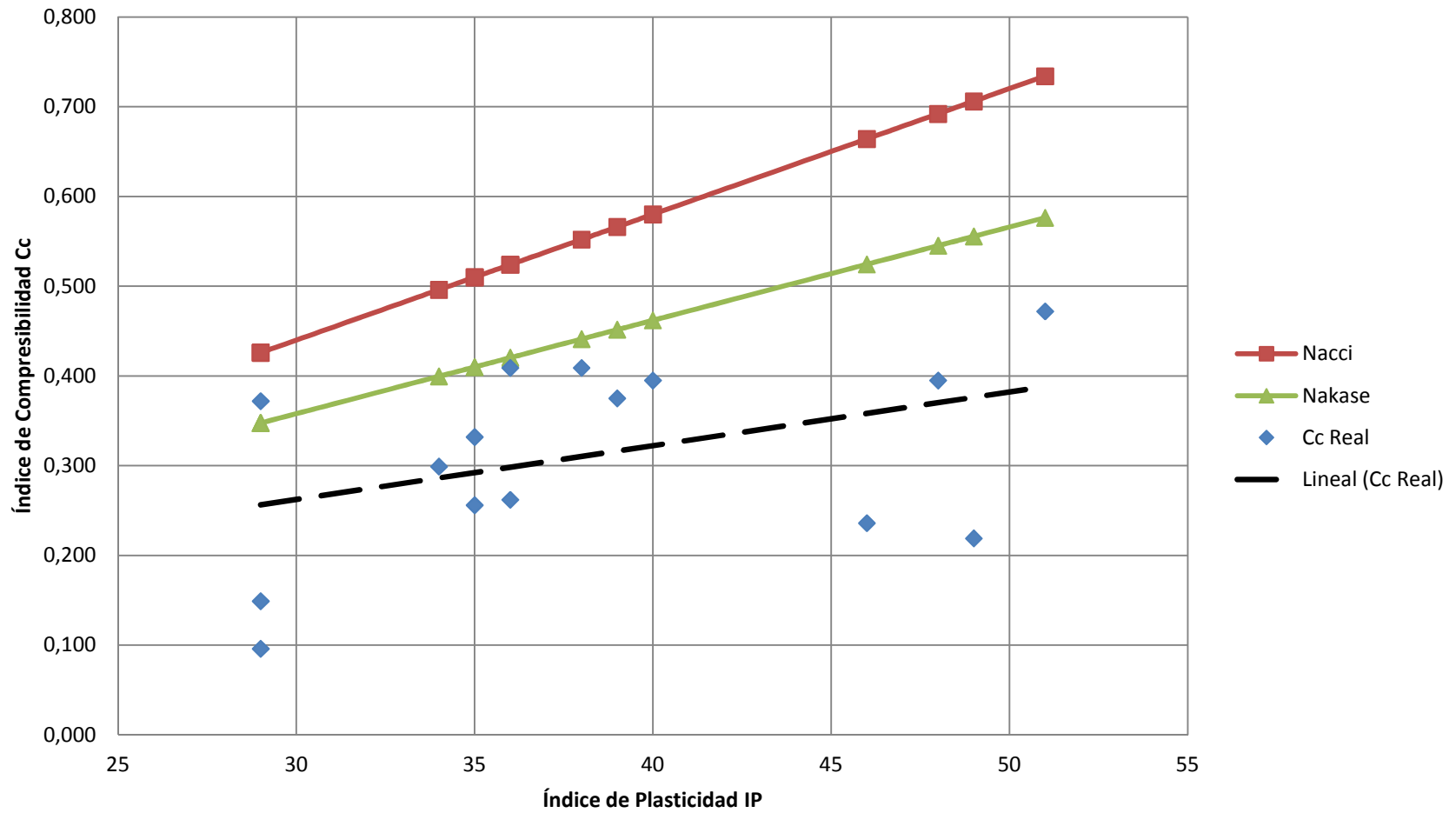
**CUADRO GLOBAL DE INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

SONDEO Nº	Prof ( m )	Cc ( Consolidación)	Cc = f(Humedad Natural)				Cc = f(Índice de Plasticidad)		Cc = f( Varios Parámetros)					
			Azzouz	Azzouz	Koppula	Balasubramaniam y Brenner	Nacci	Nakase	Rendon Herrero	Nagaraj y Murty	Nagaraj y Murty	Azzouz	Koppula	Al-Khafaji
1	1	0,236	0,396	0,346	0,368	0,187	0,664	0,524	0,275	0,489	0,488	0,398	0,741	0,370
	2	0,256	0,390	0,340	0,363	0,184	0,510	0,410	0,223	0,414	0,414	0,318	0,676	0,289
	3	0,395	0,505	0,455	0,470	0,249	0,692	0,545	0,389	0,525	0,524	0,535	0,865	0,516
	4	0,219	0,560	0,510	0,521	0,280	0,706	0,556	0,263	0,533	0,533	0,394	0,924	0,357
	5	0,472	0,584	0,534	0,543	0,294	0,734	0,576	0,369	0,548	0,547	0,519	0,956	0,494
2	1	0,149	0,448	0,398	0,417	0,217	0,426	0,348	0,187	0,376	0,376	0,261	0,698	0,228
	2	0,262	0,374	0,324	0,348	0,175	0,524	0,420	0,300	0,429	0,428	0,420	0,672	0,401
	3	0,299	0,453	0,403	0,421	0,219	0,496	0,400	0,290	0,425	0,425	0,407	0,743	0,384
	4	0,372	0,457	0,407	0,425	0,222	0,426	0,348	0,307	0,377	0,377	0,420	0,706	0,404
	5	0,409	0,529	0,479	0,492	0,262	0,552	0,441	0,413	0,433	0,433	0,542	0,816	0,533
3	1	0,096	0,392	0,342	0,365	0,185	0,426	0,348	0,137	0,359	0,358	0,166	0,643	0,124
	2	0,332	0,411	0,361	0,382	0,196	0,510	0,410	0,329	0,402	0,402	0,437	0,695	0,420
	3	0,409	0,481	0,431	0,447	0,235	0,524	0,420	0,418	0,407	0,406	0,528	0,763	0,519
	4	0,395	0,580	0,530	0,539	0,291	0,580	0,462	0,364	0,464	0,463	0,488	0,897	0,467
	5	0,375	0,675	0,625	0,628	0,345	0,566	0,452	0,246	0,456	0,455	0,351	0,978	0,314

## Humedad Natural VS Cc



## Índice de Plasticidad VS Cc



## 6.7 INTERPRETACION DEL INDICE DE EXPANSION

$$C_s = (1/4 \text{ a } 1/10) * C_c$$

$C_s =$  Índice de expansión

CORRELACIONES DEL ÍNDICE DE EXPANSION PARA LOS SUELOS ARCILLOSOS DE TONSUPA-ESMERALDAS											
Profundidad	Sondeo No.	Indice de Compresibilidad $C_c$ (real)	$(1/4)C_c$	$(1/5)C_c$	$(1/6)C_c$	$(1/7)C_c$	$(1/8)C_c$	$(1/9)C_c$	$(1/10)C_c$	Indice de Expansion $C_s$ (real)	Fraccion de $C_c$ (real)
2	1	0,256	0,064	0,051	0,043	0,037	0,032	0,028	0,026	0,047	1/5
3		0,395	0,099	0,079	0,066	0,056	0,049	0,044	0,040	0,053	1/7
4		0,219	0,055	0,044	0,037	0,031	0,027	0,024	0,022	0,053	1/4
5		0,472	0,118	0,094	0,079	0,067	0,059	0,052	0,047	0,073	1/6
1	2	0,149	0,037	0,030	0,025	0,021	0,019	0,017	0,015	0,037	1/4
2		0,262	0,066	0,052	0,044	0,037	0,033	0,029	0,026	0,070	1/4
3		0,299	0,075	0,060	0,050	0,043	0,037	0,033	0,030	0,073	1/4
4		0,372	0,093	0,074	0,062	0,053	0,047	0,041	0,037	0,063	1/6
5		0,409	0,102	0,082	0,068	0,058	0,051	0,045	0,041	0,100	1/4
2	3	0,332	0,083	0,066	0,055	0,047	0,042	0,037	0,033	0,080	1/4
3		0,409	0,102	0,082	0,068	0,058	0,051	0,045	0,041	0,076	1/5
4		0,395	0,099	0,079	0,066	0,056	0,049	0,044	0,040	0,076	1/5
5		0,375	0,094	0,075	0,063	0,054	0,047	0,042	0,038	0,073	1/5

## **CAPITULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Después de realizados los trabajos de campo y obtenidos los resultados de los ensayos de laboratorio se pueden definir las siguientes conclusiones:

### **7.1 CONCLUSIONES:**

1. Los suelos de la zona de estudio corresponden a arcillas inorgánicas de alta plasticidad del tipo CH de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y del tipo A – 7 – 5, con un índice de grupo (IG) que varía de 31 a 60 de acuerdo con la Asociación Americana de funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte (AASHTO), de consistencia media a firme, de color café verdoso con vetas de color azul.
2. El índice de compresibilidad ( $C_c$ ) real del suelo investigado obtenido de las curvas de compresibilidad correspondientes a cada profundidad varían de 0.096 a 0.472.
3. Las correlaciones presentadas por Azzouz (1976) para arcillas de Chicago, por Balasubramaniam y Brenner (1981), y por Koppula (1981) donde interviene el parámetro del suelo humedad natural ( $W_n$ ) no son aplicables al suelo investigado ya que el rango de valores del índice de compresibilidad que presentan no es similar al del obtenido en el laboratorio.

4. Las correlaciones presentada por Nacci (1975) aplicada en arcillas del Atlántico Norte y por Nakase (1988) donde interviene el parámetro índice de plasticidad del suelo (IP) no son aplicables al suelo investigado ya que el rango de valores del índice de compresibilidad que presentan no es similar al del obtenido en el laboratorio.
  
5. Las correlaciones presentadas por Skempton (1944) en arcillas inalteradas, Terzagui y Peck (1967) en arcillas remoldeadas, Azzouz en arcillas brasileñas, Yamagutsi (1959), Shouka (1964), Mayne (1980), Balasubramaniam y Brenner (1981) donde interviene el parámetro limite liquido del suelo no son aplicables al suelo investigado ya que el rango de valores del índice de compresibilidad que presentan no es similar al del obtenido en el laboratorio.
  
6. Las correlaciones presentadas por Sower (1970) en arcillas de baja plasticidad, Nishida (1956) en todas las arcillas, Cozzolino (1961) arcillas brasileñas, Azzouz (1976) en arcillas de Sao Paulo y en arcillas de Chicago, Hough (1957) entre el índice de compresibilidad ( $C_c$ ) y la relación de vacíos ( $e_o$ ) son las que presentan gráficas con una tendencia similar a la gráfica del índice de compresibilidad real. Sin embargo, la correlación presentada por Hough (1957) es la que presenta los valores más parecidos a los reales.

7. La correlación propuesta por Rendon – Herrera (1983), donde se relacionan los parámetros gravedad específica y relación de vacíos también se obtienen valores similares de índice de compresibilidad al de los suelos arcillosos de alta plasticidad de la zona estudiada.
  
8. Los valores del NSPT varían de 7 a 16 que nos dan una idea aproximada de la resistencia del suelo, según la tabla de Terzaghi y Peck en donde se correlacionan estos valores con los de carga última ( $q_u$ ) obtenidos del ensayo de compresión simple, se puede ver que los valores de  $q_u$  obtenidos en el laboratorio van de 0.7 a 2.04 Kg/cm<sup>2</sup>, estos valores se encuentran dentro de los rangos propuestos: Para un rango del NSPT de 4 a 15 corresponde valores de  $q_u$  de 0.5 a 2.0 Kg/cm<sup>2</sup>
  
9. Los valores calculados del índice de compresibilidad mediante la correlación de Hough sólo permiten realizar un cálculo estimado, no se podrán utilizar para calcular asentamientos definitivos.
  
10. Los parámetros de resistencia al corte obtenidos de los ensayos triaxiales presentan valores que varían para: el ángulo de fricción de 6,6 a 20.72 y la cohesión de 1.11 ton/m<sup>2</sup> a 11.91 ton/m<sup>2</sup>, lo que quiere decir que el suelo es cohesivo friccional.

11. El coeficiente de permeabilidad  $K$  varía de  $4.86 \cdot 10^{-8}$  a  $2.71 \cdot 10^{-7}$  cm/seg por lo tanto el suelo de la zona de estudio es de muy baja permeabilidad.

12. El índice de expansión ( $C_s$ ) real del suelo investigado obtenido de la zona de descarga de las curvas de compresibilidad correspondientes a cada profundidad varían de  $1/4$  a  $1/7$  del índice de compresibilidad.

## **7.2. RECOMENDACIONES:**

1. Debido a que las propiedades del suelo no se mantienen constantes a lo largo del tiempo la extracción de muestras in situ se la debe realizar en la misma época del año y los ensayos de laboratorio se deben realizar inmediatamente ya que al conservarlos guardados el suelo puede perder sus condiciones iniciales y consecuentemente no se obtendría resultados reales.
2. Cuando se trabaja con suelo inalterado el tallado de las muestras así como los ensayos deben realizarse en un cuarto en donde no haya una temperatura muy alta, para evitar evaporación del agua contenida en la muestra. En esta investigación, por ejemplo en los ensayos de consolidación, compresión simple y triaxial.
3. Tomando en cuenta que para valores bajos de incremento de presión el suelo presenta hinchamiento, por lo que es necesario que para cimentar estructuras en la zona de estudio se realicen ensayos de expansividad a diferentes contenidos de humedad.

## ANEXOS

En esta sección se presentan solo ejemplos de cada uno de los ensayos realizados con el fin de indicar cual es el procedimiento ha seguir para cada una de las profundidades correspondientes.

### ENSAYO DE CLASIFICACIÓN

**PROYECTO:** Tesis

**SONDEO No:** 1

**LOCALIZACION:** Tonsupa - Esmeraldas

**PROFUNDIDAD:** 0 - 0,50 m

#### CONTENIDO DE HUMEDAD

No. de Cápsula	Peso Cápsula + suelo húmedo	Peso Cápsula + suelo seco	Peso Cápsula	% Humedad	<b>40,5</b>
S10	50,35	41,4	19	39,96	
S12	39,36	33,4	18,85	40,96	

#### LIMITE PLASTICO

No. de Cápsula	Peso Cápsula + suelo húmedo	Peso Cápsula + suelo seco	Peso Cápsula	% Humedad	<b>31</b>
L4	11	10,38	8,38	31,00	
E25	11,7	11,03	8,84	30,59	

#### LIMITE LIQUIDO

No. Golpes	No. de Cápsula	Peso Cápsula + suelo húmedo	Peso Cápsula + suelo seco	Peso Cápsula	% Humedad
20	E22	18,45	14,3	8,7	74,11
26	L34	17,44	13,62	8,42	73,46
34	E20	20,65	15,87	9,28	72,53

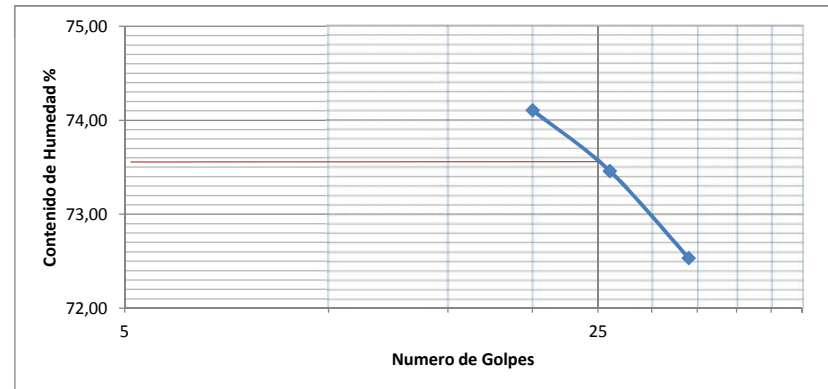
<b>Límite Líquido LL</b>	<b>74</b>
--------------------------	-----------

#### ANALISIS GRANULOMETRICO

Tarro No. : O6

PESO Suelo Húmedo (gr.): 207,17      PESO Suelo Seco (gr.): 147,45

TAMIZ No.	DIAMETRO (mm)	PESO RET. ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA
4	4,750	0,89	0,60	99,40
10	2,000	2,13	1,44	98,56
40	0,426	3,71	2,52	97,48
200	0,076	5,74	3,89	96,11



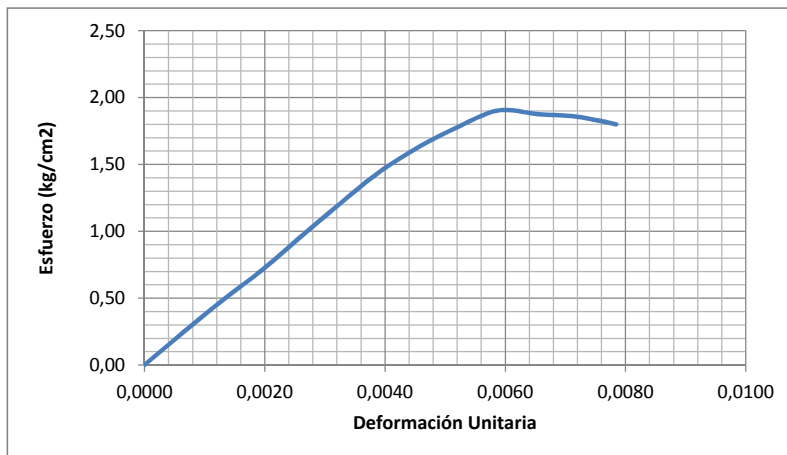
## ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE

OBRA: \_\_\_\_\_ PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA  
 LOCALIZACION: Tonsupa-Esmeraldas LABORATORIO DE MEÁNICA DE SUELOS  
 SONDEO Nº 1 PROF: 1,00 m COMPRESIÓN SIMPLE  
 MUESTRA Nº \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCIÓN \_\_\_\_\_

### MEDIDAS DE LA MUESTRA

Ds = 4,80 cm      As = 18,10 cm<sup>2</sup>      Mm = 304,49 gr  
 Dc = 4,78 cm      Ac = 17,95 cm<sup>2</sup>      Vm = 172,52 cm<sup>3</sup>  
 Di = 4,84 cm      Ai = 18,40 cm<sup>2</sup>      γ m = 1,76 ton/m<sup>3</sup>  
 hm = 9,56 cm       $A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} = \frac{108,27}{6} = 18,05 \text{ cm}^2$

CARGA	Lectura micrometro	Deformación Total	Deformación Unitaria	1 - ε	Área corregida	Esfuerzo	CONTENIDO DE AGUA	
kg	mm	mm	ε		cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		
0,00	0,00	0,0000	0,0000	1,0000	18,05	0,00	Cápsula N °	E8
4,48	25,00	0,0625	0,0007	0,9993	18,06	0,25	Masa cápsula + S.H.	60,21
8,80	50,00	0,1250	0,0013	0,9987	18,07	0,49	Masa cápsula + S.S.	49,74
12,87	75,00	0,1875	0,0020	0,9980	18,08	0,71	Masa Agua	10,47
17,46	100,00	0,2500	0,0026	0,9974	18,09	0,97	Masa Cápsula	18,22
21,96	125,00	0,3125	0,0033	0,9967	18,10	1,21	Masa suelo seco	31,52
26,23	150,00	0,3750	0,0039	0,9961	18,12	1,45	w %	33%
29,61	175,00	0,4375	0,0046	0,9954	18,13	1,63	Cápsula N °	L5
32,36	200,00	0,5000	0,0052	0,9948	18,14	1,78	Masa cápsula + S.H.	51,3
34,55	225,00	0,5625	0,0059	0,9941	18,15	1,90	Masa cápsula + S.S.	42,92
34,09	250,00	0,6250	0,0065	0,9935	18,16	1,88	Masa Agua	8,38
33,75	275,00	0,6875	0,0072	0,9928	18,18	1,86	Masa Cápsula	18,24
32,74	300,00	0,7500	0,0078	0,9922	18,19	1,80	Masa suelo seco	24,68
							w %	34%
							<b>W% =</b>	<b>34%</b>



**qu = 1,9 kg/cm<sup>2</sup>**

**qu = 186,2 Kpa**

**ENSAYO  
LÍMITE DE CONTRACCIÓN**

**PROYECTO:** Tesis **SONDEO No:** 1  
**LOCALIZACION:** Tonsupa - Esmeraldas **δ mercurio =** 13,55 gr/cm<sup>3</sup>

PROFUNDIDAD N°	0,0 - 0,5	0,5 - 1,0	1,0 - 1,5	1,5 - 2,0	2,0 - 2,5	2,5 - 3,0	3,0 - 3,5	3,5 - 4,0	4,0 -4,5	4,5 -5,0
CÁPSULA N°										
Masa Cápsula (m1)	7,29	21,33	21,3	8,89	7,45	9,93	21,08	6,4	8,75	7,97
Masa Cápsula + Suelo Humedo (m2)	34,27	40,58	42,1	43,5	38,6	41,15	41,62	38,8	43,15	37,1
Masa Cápsula + Suelo Seco (m3)	22,82	32,61	33,95	30,09	24,8	27,13	32,99	24	28,2	23,77
Masa de Agua (m4 =m2 -m3)	11,45	7,97	8,15	13,41	13,8	14,02	8,63	14,8	14,95	13,33
Masa de Suelo Seco (m5 = m3 - m1)	15,53	11,28	12,65	21,2	17,35	17,2	11,91	17,6	19,45	15,8
Contenido de Humedad w% = m4/m5 *100	74	71	64	63	80	82	72	84	77	84
Volumen Capsula (Vi) cm <sup>3</sup>	20,88	13,51	13,52	22,05	20,81	21,44	13,52	22,19	22,79	20,91
Volumen Muestra Seca (Vf)	11,45	6,87	6,83	11,21	8,94	9,31	6,28	9,66	10,35	9,53
(Vi-Vf)/m5 x100	61	59	53	51	68	71	61	71	64	72
Densidad del Agua γw (g/cm <sup>3</sup> )	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
<b>Lc = w% - ((Vi-Vf)/m5 * γw * 100)</b>	<b>13</b>	<b>12</b>	<b>12</b>	<b>12</b>	<b>11</b>	<b>11</b>	<b>12</b>	<b>13</b>	<b>13</b>	<b>12</b>
R = m5/ (Vf*γw) (relación de contracción)	1,36	1,64	1,85	1,89	1,94	1,85	1,90	1,82	1,88	1,66
<b>lc = LL-Lc</b>	<b>61</b>	<b>65</b>	<b>53</b>	<b>53</b>	<b>70</b>	<b>71</b>	<b>62</b>	<b>71</b>	<b>64</b>	<b>74</b>

**ENSAYO  
CALIBRACION DEL MATRAZ  
(ensayo de Gravedad Específica)**

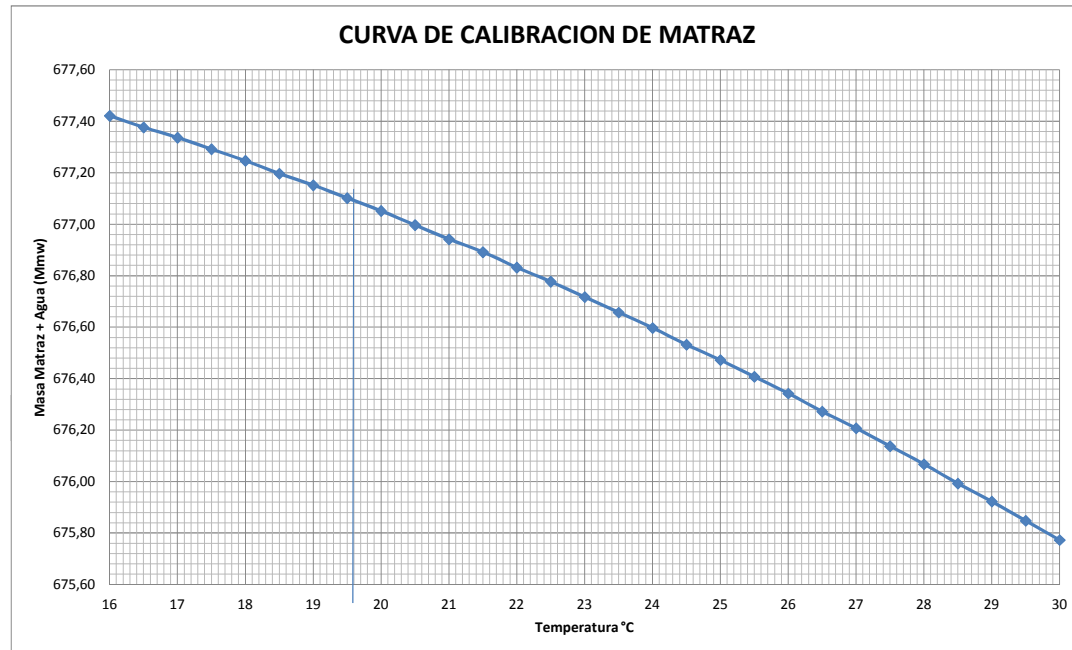
PROYECTO: Tesis

LOCALIZACION: Tonsupa - Esmeraldas

$$[Mmw]_{(T)} = \frac{[\rho_w]_{(T)}}{[\rho_w]_{(T_i)}} * ([Mmw]_{(T_i)} - Mm) + Mm$$

$$[Mmw]_{(T)} = \frac{[\rho_w]_{(T)}}{0,99705} * (676,53 - 178,44) + 178,44$$

Temperatura (°C)	Densidad del agua (gr/cm³)	Mmw (gr.) 25°C	Mmw (gr.) 27°C	Mmw Promedio (gr.)	Factor de Corrección K
16	0,99895	677,48	677,36	677,42	1,0007
16,5	0,99886	677,43	677,32	677,38	1,0007
17	0,99878	677,39	677,28	677,34	1,0006
17,5	0,99869	677,35	677,23	677,29	1,0005
18	0,99860	677,30	677,19	677,25	1,0004
18,5	0,99850	677,25	677,14	677,20	1,0003
19	0,99841	677,21	677,09	677,15	1,0002
19,5	0,99831	677,16	677,04	677,10	1,0001
20	0,99821	677,11	676,99	677,05	1,0000
20,5	0,99810	677,05	676,94	677,00	0,9999
21	0,99799	677,00	676,88	676,94	0,9998
21,5	0,99789	676,95	676,83	676,89	0,9997
22	0,99777	676,89	676,77	676,83	0,9996
22,5	0,99766	676,83	676,72	676,78	0,9995
23	0,99754	676,77	676,66	676,72	0,9993
23,5	0,99742	676,71	676,60	676,66	0,9992
24	0,99730	676,65	676,54	676,60	0,9991
24,5	0,99717	676,59	676,47	676,53	0,9990
25	0,99705	676,53	676,41	676,47	0,9989
25,5	0,99692	676,47	676,35	676,41	0,9987
26	0,99679	676,40	676,28	676,34	0,9986
26,5	0,99665	676,33	676,21	676,27	0,9984
27	0,99652	676,27	676,15	676,21	0,9983
27,5	0,99638	676,20	676,08	676,14	0,9982
28	0,99624	676,13	676,01	676,07	0,9980
28,5	0,99609	676,05	675,94	675,99	0,9979
29	0,99595	675,98	675,87	675,92	0,9977
29,5	0,99580	675,91	675,79	675,85	0,9976
30	0,99565	675,83	675,72	675,77	0,9974



**ENSAYO  
CALIBRACION DEL MATRAZ  
(ensayo de Gravedad Específica)**

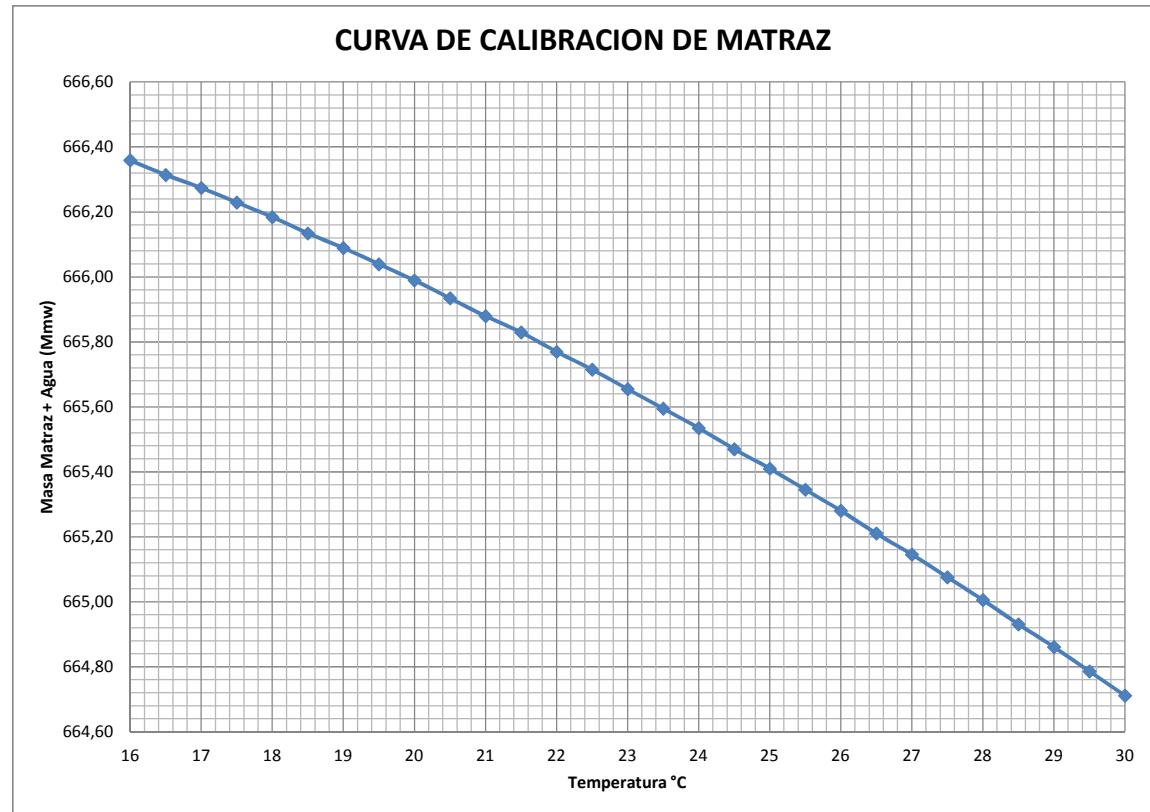
**PROYECTO:** Tesis

**LOCALIZACION:** Tonsupa - Esmeraldas

$$[Mmw]_{(T)} = [\rho_w]_{(T)} / [\rho_w]_{(Ti)} * ([Mmw]_{(Ti)} - Mm) + Mm$$

$$[Mmw]_{(T)} = [\rho_w]_{(T)} / 0,99705 * (665,41 - 167,52) + 167,52$$

Temperatura (°C)	Densidad del agua (gr/cm³)	Mmw (gr.) 25°C	Factor de Corrección K
16	0,99895	666,36	1,0007
16,5	0,99886	666,31	1,0007
17	0,99878	666,27	1,0006
17,5	0,99869	666,23	1,0005
18	0,99860	666,18	1,0004
18,5	0,99850	666,13	1,0003
19	0,99841	666,09	1,0002
19,5	0,99831	666,04	1,0001
20	0,99821	665,99	1,0000
20,5	0,99810	665,93	0,9999
21	0,99799	665,88	0,9998
21,5	0,99789	665,83	0,9997
22	0,99777	665,77	0,9996
22,5	0,99766	665,71	0,9995
23	0,99754	665,65	0,9993
23,5	0,99742	665,59	0,9992
24	0,99730	665,53	0,9991
24,5	0,99717	665,47	0,9990
25	0,99705	665,41	0,9989
25,5	0,99692	665,35	0,9987
26	0,99679	665,28	0,9986
26,5	0,99665	665,21	0,9984
27	0,99652	665,15	0,9983
27,5	0,99638	665,08	0,9982
28	0,99624	665,01	0,9980
28,5	0,99609	664,93	0,9979
29	0,99595	664,86	0,9977
29,5	0,99580	664,79	0,9976
30	0,99565	664,71	0,9974



## ENSAYO TRIAXIAL RAPIDA

OBRA: \_\_\_\_\_ PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA  
 LOCALIZACION: Tonsupa-Esmeraldas LABORATORIO DE MEÁNICA DE SUELOS  
 SONDEO Nº 1 PROF: 1,00 m TRIAXIAL RAPIDA  
 MUESTRA Nº \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCIÓN \_\_\_\_\_

### MEDIDAS DE LA MUESTRA

#### CARGA: 50 KPA

Ds = 3,58 cm As = 10,07 cm<sup>2</sup> Mm = 121,53 gr  
 Dc = 3,56 cm Ac = 9,95 cm<sup>2</sup> Vm = 70,58 cm<sup>3</sup>  
 Di = 3,45 cm Ai = 9,35 cm<sup>2</sup> γ m = 1,72 ton/m<sup>3</sup>  

$$A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} = \frac{59,23}{6} = 9,87 \text{ cm}^2$$
  
 Masa suelo seco = 94,95 gr

### MEDIDAS DE LA MUESTRA

#### CARGA: 100 KPA

Ds = 3,54 cm As = 9,84 cm<sup>2</sup> Mm = 113,79 gr  
 Dc = 3,53 cm Ac = 9,79 cm<sup>2</sup> Vm = 70,51 cm<sup>3</sup>  
 Di = 3,60 cm Ai = 10,18 cm<sup>2</sup> γ m = 1,61 ton/m<sup>3</sup>  

$$A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} = \frac{59,17}{6} = 9,86 \text{ cm}^2$$
  
 Masa suelo seco = 88,9 gr

### MEDIDAS DE LA MUESTRA

#### CARGA: 200 KPA

Ds = 3,51 cm As = 9,68 cm<sup>2</sup> Mm = 124,79 gr  
 Dc = 3,45 cm Ac = 9,35 cm<sup>2</sup> Vm = 66,86 cm<sup>3</sup>  
 Di = 3,51 cm Ai = 9,68 cm<sup>2</sup> γ m = 1,87 ton/m<sup>3</sup>  

$$A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} = \frac{56,75}{6} = 9,46 \text{ cm}^2$$
  
 Masa suelo seco = 99,83 gr

CONTENIDO DE AGUA	
Cápsula N °	C31
Masa cápsula + S.H.	52,57
Masa cápsula + S.S.	45,00
Masa Agua	7,57
Masa Cápsula	18,33
Masa suelo seco	26,67
w %	28%
Cápsula N °	L22
Masa cápsula + S.H.	53,84
Masa cápsula + S.S.	45,93
Masa Agua	7,91
Masa Cápsula	17,81
Masa suelo seco	28,12
w %	28%
<b>W% =</b>	<b>28%</b>

CONTENIDO DE AGUA	
Cápsula N °	O12
Masa cápsula + S.H.	71,00
Masa cápsula + S.S.	60,25
Masa Agua	10,75
Masa Cápsula	18,41
Masa suelo seco	41,84
w %	26%
Cápsula N °	L22
Masa cápsula + S.H.	77,64
Masa cápsula + S.S.	63,57
Masa Agua	14,07
Masa Cápsula	17,79
Masa suelo seco	45,78
w %	31%
<b>W% =</b>	<b>28%</b>

CONTENIDO DE AGUA	
Cápsula N °	E7Z
Masa cápsula + S.H.	92,55
Masa cápsula + S.S.	77,4
Masa Agua	15,15
Masa Cápsula	18,63
Masa suelo seco	58,77
w %	26%
Cápsula N °	S12
Masa cápsula + S.H.	69,01
Masa cápsula + S.S.	59,03
Masa Agua	9,98
Masa Cápsula	18,83
Masa suelo seco	40,2
w %	25%
<b>W% =</b>	<b>25%</b>

# ANEXOS

## ENSAYO TRIAXIAL

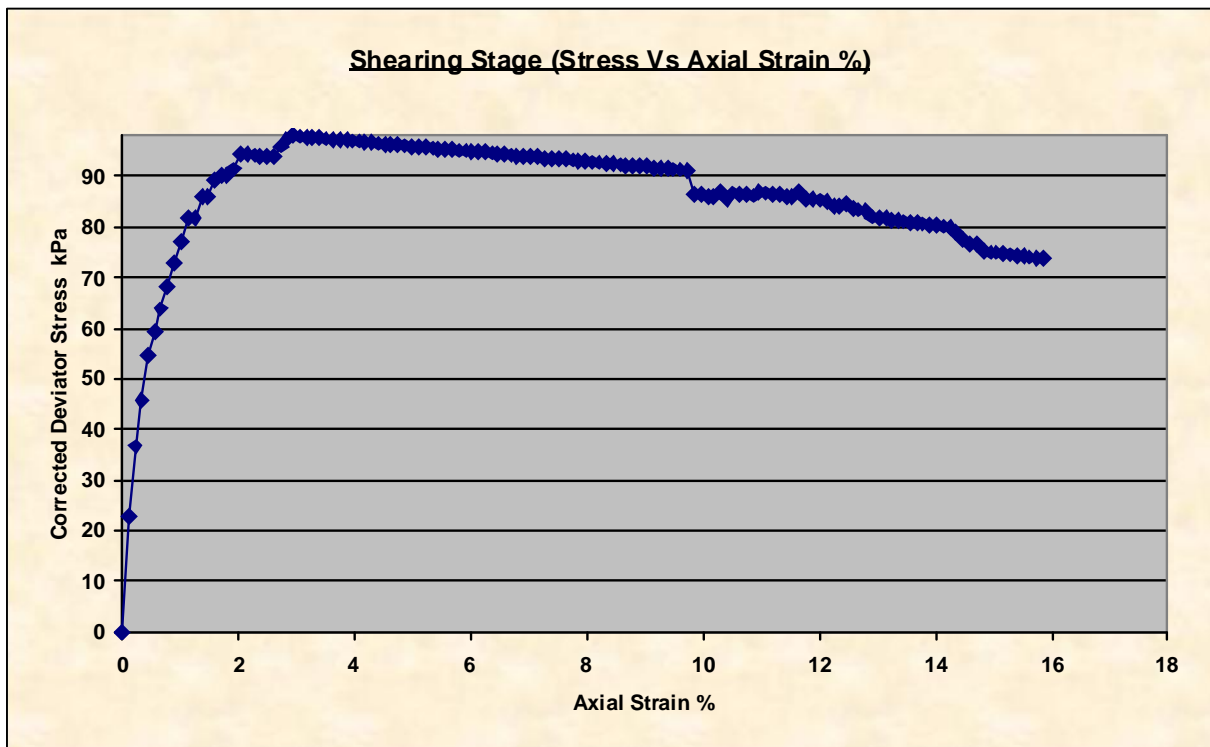
### SONDEO 2

<b>Client</b>	TESIS ESMERALDAS	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>		<b>Job</b>	TESIS 001
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	7

Test Details			
<b>Standard</b>	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	<b>Specific Gravity of Solids</b>	2.71
<b>Sample Type</b>	Block sample	<b>Lab. Temperature</b>	19.0 deg.C
<b>Sample Description</b>	Sondeo 2 – 2m		
<b>Variations from Procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	B	<b>Stage Reference</b>	1
<b>Initial Height</b>	68.73 mm	<b>Description</b>	
<b>Initial Diameter</b>	36.02 mm	<b>Depth within Sample</b>	0.00mm
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	10.55 kN/m <sup>3</sup>	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Moisture Content*</b>	47.0 %	<b>Preparation</b>	
<b>Void Ratio</b>	1.52	<b>Degree of Saturation</b>	83.79%
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



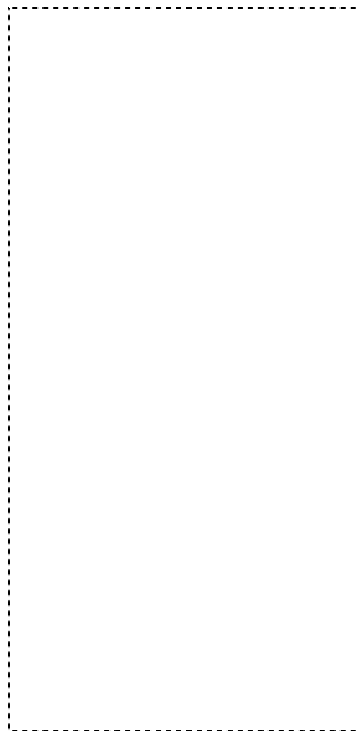
**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



<b>Client</b>	TESIS ESMERALDAS	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>		<b>Job</b>	TESIS 001
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	7

<b>Shear Conditions</b>			
<b>Rate of Axial Strain</b>	1.00%/min	<b>Cell Pressure</b>	100.3kPa

<b>Conditions at Failure</b>			
<b>Failure Criterion</b>	Maximum Deviator Stress		
<b>Compressive Strength</b>	97.9 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	198.2 kPa
<b>Axial Strain</b>	3.06%	<b>Minor Principal Stress</b>	100.3 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	1.43kPa	<b>Final Moisture Content</b>	47.0 %
<b>Final Unit Weight</b>	15.51 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

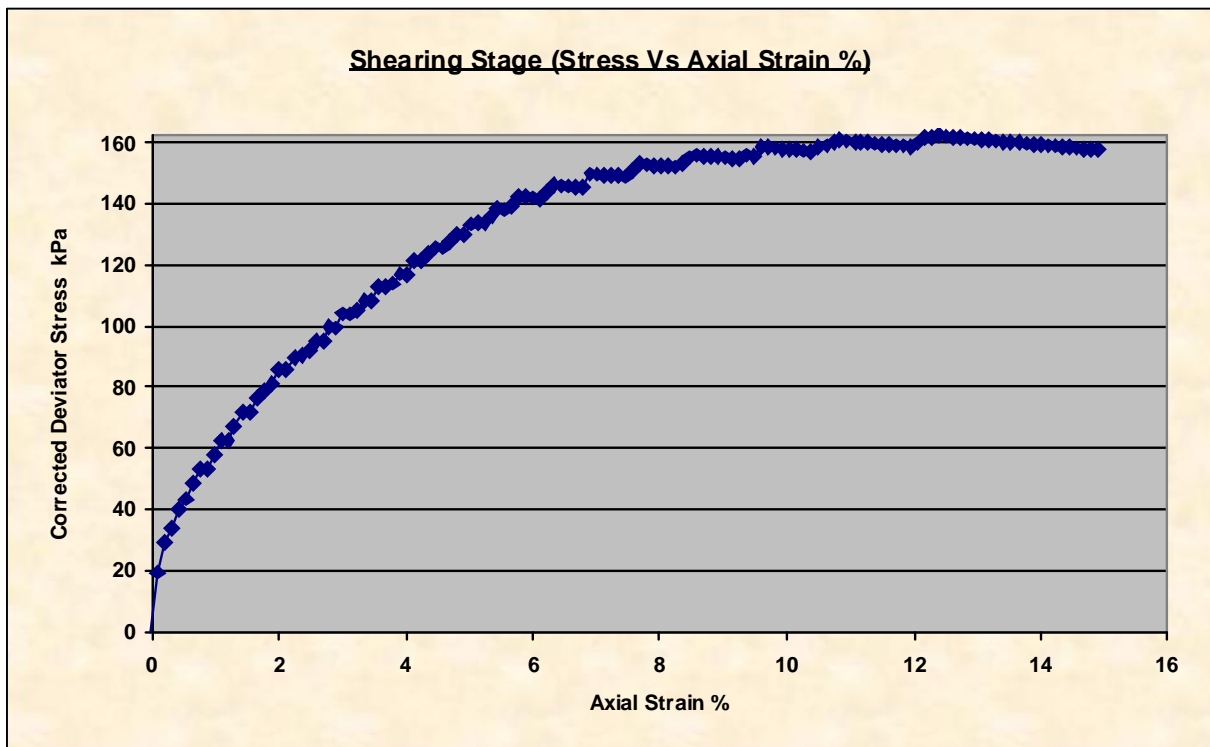
## Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

<b>Client</b>	TESIS ESMERALDAS	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>		<b>Job</b>	TESIS 001
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	7

Test Details			
<b>Standard</b>	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	<b>Specific Gravity of Solids</b>	2.73
<b>Sample Type</b>	Block sample	<b>Lab. Temperature</b>	19.0 deg.C
<b>Sample Description</b>	Sondeo 2		
<b>Variations from Procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	D	<b>Stage Reference</b>	1
<b>Initial Height</b>	69.77 mm	<b>Description</b>	
<b>Initial Diameter</b>	34.95 mm	<b>Depth within Sample</b>	0.00mm
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	12.17 kN/m <sup>3</sup>	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Moisture Content*</b>	38.0 %	<b>Preparation</b>	
<b>Void Ratio</b>	1.20	<b>Degree of Saturation</b>	86.39%
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



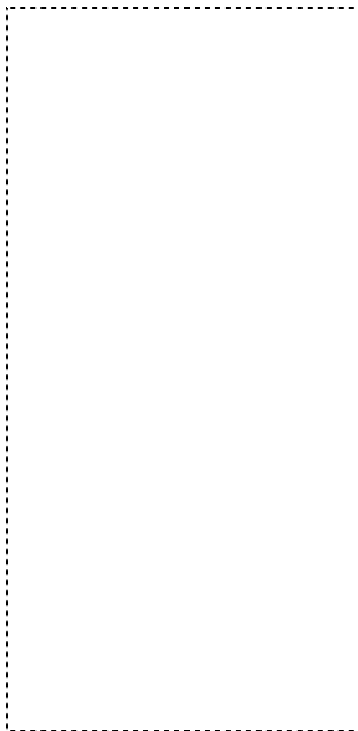
**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



<b>Client</b>	TESIS ESMERALDAS	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>		<b>Job</b>	TESIS 001
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	7

<b>Shear Conditions</b>			
<b>Rate of Axial Strain</b>	1.00%/min	<b>Cell Pressure</b>	200.3kPa

<b>Conditions at Failure</b>			
<b>Failure Criterion</b>	Maximum Deviator Stress		
<b>Compressive Strength</b>	161.9 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	362.1 kPa
<b>Axial Strain</b>	12.18%	<b>Minor Principal Stress</b>	200.3 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	5.85kPa	<b>Final Moisture Content</b>	38.0 %
<b>Final Unit Weight</b>	16.79 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	



## ENSAYO DE CONSOLIDACION

OBRA: \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION: Tonsupa-Esmeraldas  
 SONDEO N° 1 PROF: 1,00 m  
 MUESTRA N° \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCIÓN \_\_\_\_\_

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA  
 LABORATORIO DE MEÁNICA DE SUELOS  
**CONSOLIDACIÓN**

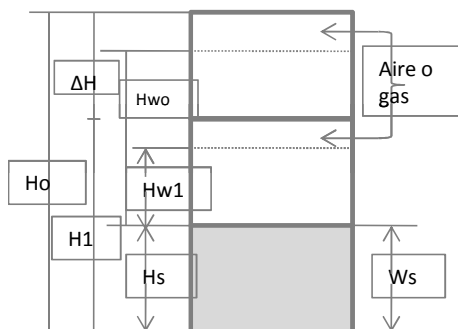
CONTENIDO DE HUMEDAD Y CÁLCULOS

Determinacion de W	Al principio de la prueba		Al final de la prueba	
Nº de capsula	L32	W1	L1	A8
Masa tara+suelo humedo (gr)	36,62	38,59	33,4	34,44
masa tara + suelo seco	31,64	31,34	27,08	26,93
masa del agua	4,98	7,25	6,32	7,51
masa tara	18,02	11,54	8,69	6,74
masa suelo seco Ws	13,62	19,8	18,39	20,19
Contenido de agua w %	36,56	36,62	34,37	37,20
w % promedio	36,59		35,78	

Masa suelo húmedo (Wm) gr. 101,05      Masa suelo seco (Ws) 73,98 gr

Anillo N° 1      Diametro del anillo : 6,31      Area del anillo: 31,2715 cm<sup>2</sup>

Altura del anillo = Altura de la muestra al principio de la prueba Ho= 18,95 mm



Peso específico relativo de solidos Gs: **2,71**

Altura de solidos Hs=  $\frac{10 W_s}{A G_s}$  8,73 mm

Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba:  $\Delta H$

$\Delta H =$  1,747 mm

altura final de la muestra:  $H_1 = H_o - \Delta H =$  17,203 mm

Altura inicial del agua:  $H_{wo} = w_1 * H_s * G_s =$  8,6563 mm

Altura final del agua:  $H_{w1} = w_2 * H_s * G_s =$  8,4647 mm

Relacion de vacios inicial:  $e_o = \frac{H_o - H_s}{H_s} =$  1,1707

Relacion de vacios final:  $e_1 = \frac{H_1 - H_s}{H_s} =$  0,9706

Grado de saturacion inicial:  $S_{ro} = \frac{H_{wo}}{H_o - H_s} =$  84,70%

Grado de saturacion final :  $S_{r1} = \frac{H_{w1}}{H_1 - H_s} =$  99,90%

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:

$H_s =$  8,73 mm

$H_o =$  18,95 mm

Masa final del suelo = 100,45 gr

# ANEXOS

## ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

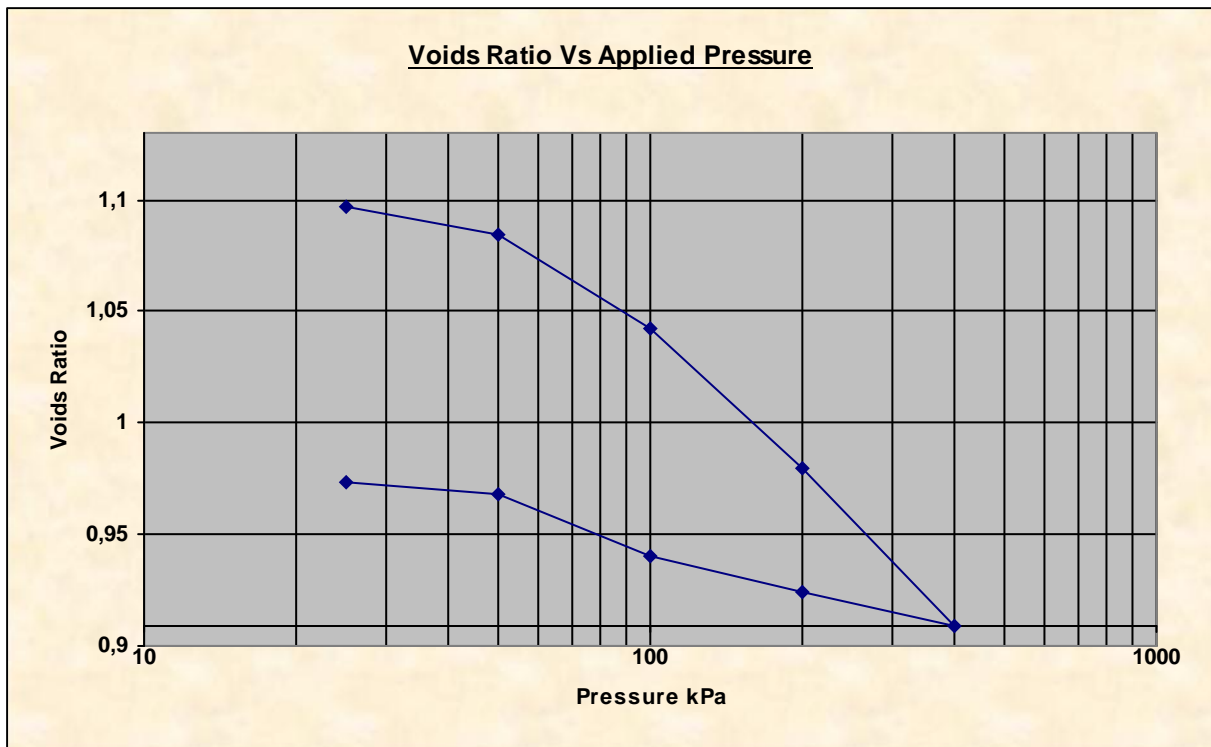
### SONDEO 1 - PROFUNDIDAD 1m

<b>Client</b>	TESIS DANNY-MARIA INES	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>		<b>Job</b>	TESIS 001
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1
<b>Location</b>	TONSUPA- ESMERALDAS	<b>Depth</b>	1.00

Test Details			
<b>Standard</b>	ASTM D2435-96 / AASHTO T216-94	<b>Particle Specific Gravity</b>	2.71
<b>Sample Type</b>	Block sample	<b>Lab. Temperature</b>	19.0 deg.C
<b>Method of Testing (A/B)</b>	A		
<b>Sample Description</b>	Sondeo 1:Prof: 1 m		
<b>Variations from Procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	<b>B</b>	<b>Description</b>	
<b>Depth within Sample</b>	0.00mm	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Specimen Mass</b>	101.05 g	<b>Condition</b>	Inundated
<b>Specimen Height</b>	18.95 mm	<b>Preparation</b>	
<b>Comments</b>			

Apparatus			
<b>Ring Number</b>	1	<b>Ring Diameter</b>	63.14 mm
<b>Ring Height</b>	18.95 mm	<b>Ring Weight</b>	61.40 g
<b>Lever Ratio</b>	10.00 : 1	<b>Drainage</b>	Double-Sided



## One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



<b>Client</b>	TESIS DANNY-MARIA INES	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>		<b>Job</b>	TESIS 001
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1
<b>Location</b>	TONSUPA- ESMERALDAS	<b>Depth</b>	1.00

<b>Initial Moisture Content*</b>	36.6 %	<b>Final Moisture Content</b>	35.8 %
<b>Initial Bulk Density</b>	1.70 Mg/m <sup>3</sup>	<b>Final Bulk Density</b>	1.86 Mg/m <sup>3</sup>
<b>Initial Dry Density</b>	1.25 Mg/m <sup>3</sup>	<b>Final Dry Density</b>	1.37 Mg/m <sup>3</sup>
<b>Initial Void Ratio</b>	1.1735	<b>Final Void Ratio</b>	0.9731
<b>Initial Degree of Saturation</b>	84.50%	<b>Final Degree of Saturation</b>	99.64%
<b>Pre-consolidation Pressure</b>	0.0 kPa		

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

Pressure (Loading)	Load Increment Duration	Deformation (Corrected)	d <sub>100</sub> (Corrected)	Coefficient of Consolidation (c <sub>v</sub> )
<b>0.00</b>				
25.0 kPa	302.000 min	0.671 mm	0.693 mm	81.68 mm <sup>2</sup> /min
50.0 kPa	960.000 min	0.783 mm	0.781 mm	3.38 mm <sup>2</sup> /min
100.0 kPa	4080.000 min	1.151 mm	1.114 mm	2.68 mm <sup>2</sup> /min
200.0 kPa	1440.000 min	1.684 mm	1.668 mm	2.23 mm <sup>2</sup> /min
400.0 kPa	1440.000 min	2.305 mm	2.267 mm	1.81 mm <sup>2</sup> /min
200.0 kPa	60.000 min	2.176 mm	-----	-----
100.0 kPa	48.000 min	2.037 mm	-----	-----
50.0 kPa	60.000 min	1.789 mm	-----	-----
25.0 kPa	15.000 min	1.747 mm	-----	-----

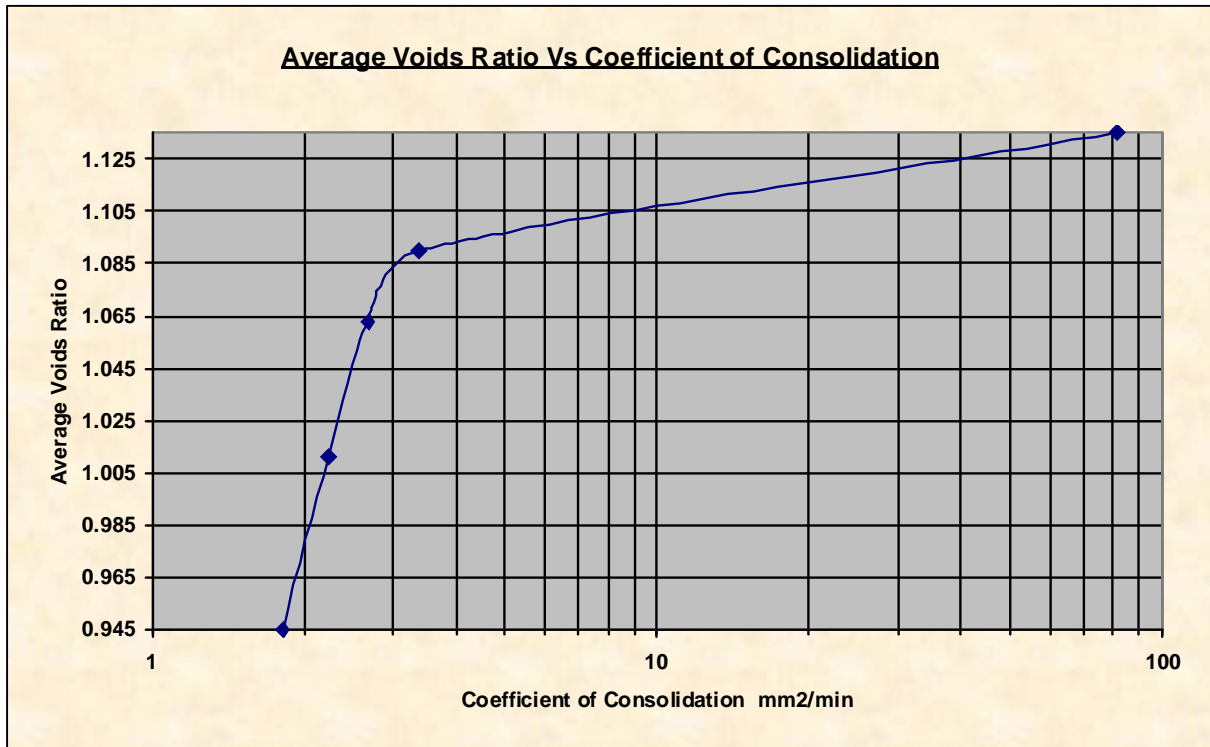
**Method of Time Fitting Used**

Log Time

# One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



<b>Client</b>	TESIS DANNY-MARIA INES	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>		<b>Job</b>	TESIS 001
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1
<b>Location</b>	TONSUPA- ESMERALDAS	<b>Depth</b>	1.00



Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

## **BIBLIOGRAFIA:**

- BRAJA M. DAS, Advanced Soil Mechanics, Third Edition, Taylor & Francis, London and New York, 2008.
- JOSEPH E. BOWLES, Foundation Analysis and Design, Fourth Edition, The Mac Graw Hill, New York.
- JUAREZ BADILLO, Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo 2, Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos, México D.F., Editorial LIMUSA, 2004.
- CARLOS CRESPO VILLALAZ, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, quinta edición, México, LIMUSA, 2004.
- T.W. Lambe y R.V. Whitman - Mecánica de suelos. Mexico, 1997
- Juan Carlos Montero, Apuntes Mecánica de Suelos II, Facultad Ingeniería, Escuela Civil, 2010.
- Bedoya Edwin, Molina Andrés, Determinación de Correlaciones del índice de compresibilidad en función de la humedad natural y la relación de vacíos para el cálculo de asentamientos en suelos blandos del cantón Puerto Quito, Disertación de Grado, Quito 2010.
- AASHTO T-93 y ASTM D-2216 Ensayo de Contenido de Humedad Natural.
- AASHTO T-87, T-88, ASTM D-421, D-422 Ensayo de Granulometría por tamizado.
- INEN 691, AASHTO T-89 y ASTM D-4318 Ensayo de Limite Líquido.

- INEN 692, AASHTO T-90 y ASTM D-4318 Ensayo de Limite Plastico.
- AASHTO T-92 y ASTM D-427 Ensayo de Limite de Contracción.
- ASTM D-2488 Clasificación de Suelos.
- AASHTO T-100 y ASTM D-854 Ensayo de Gravedad Especifica de las partículas sólidas.
- AASHTO T-208 y ASTM D-2166 Ensayo de Compresión Simple.
- ASTM D9435-02, ASTM D2435-03, ASTM D2435-04, ASTM D2435-96 Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading.
- ASTM D2850-03<sup>a</sup> (2007) Standart Test Method for Uncosolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesiv Soils.
- Alain Dubly.- Los Poblados del Ecuador
- <http://www.encyclopediadelecuador.com/temasOpt.php?Ind=153&Let=>
- <http://www.monografias.com/trabajos-pdf4/caracterizacion-fisica-suelos/caracterizacion-fisica-suelos.pdf>
- <http://www.arquba.com/monografias-de-arquitectura/la-arcilla/>
- <http://www.buenastareas.com/ensayos/Concepto-De-Arcilla-Arena-y-Limo/687527.html>
- <http://tiposuelos.blogspot.com/>
- <http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Diferencias%20entre%20limos%20y%20arcillas>
- <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/10762/Capitulo3.pdf>
- <http://www.galeon.com/geomecanica/cap9.pdf>

- <http://www.arqhys.com/construccion/suelos-consolidacion.html>
- <http://es.scribd.com/doc/50821332/22/Calculo-de-asentamientos-por-consolidacion>
- <http://www.ingenieracivil.com/2008/07/ensayo-de-consolidacion-fundamento.html>
- <http://www.slideshare.net/agualan/deformacion-de-suelos>
- <http://www.civildocs.com/2011/05/descripcion-e-identificacion-de-los.html>
- <http://es.scribd.com/doc/58630655/LIMITES-DE-ATTERBERG>
- <http://www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/RELACIONES%20VOLUMETRICAS%20Y%20GRAVIMETRICAS%20Leoni.pdf>
- <http://es.scribd.com/doc/55326864/Lab-Consolidacion-FINAL>
- <http://www.entradas.zonaingenieria.com/2011/03/ensayo-de-penetration-estandar-spt.html>
- <http://civilgeeks.com/2011/11/29/clasificacion-de-los-suelos-por-el-tamano-de-sus-particulas/>
- [http://www.istranet.net/Ayuda\\_ISCEO/KW\\_sucs.html](http://www.istranet.net/Ayuda_ISCEO/KW_sucs.html)
- <http://www.constructorcivil.org/2010/01/sistema-aashto.html>
- [http://icc.ucv.cl/geotecnia/03\\_docencia/02\\_laboratorio/manual\\_laboratorio/triaxial.pdf](http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02_laboratorio/manual_laboratorio/triaxial.pdf)
- <http://www.ingenierocivilinfo.com/2011/03/suelos-ensayo-triaxial-no-consolidado.html>
- <http://www.slideshare.net/rns238/prueba-de-compresion-simple-o-inconfinada-p-d-f>