

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN DE GRADO

**DETERMINACIÓN DE CORRELACIONES DEL ÍNDICE DE
COMPRESIBILIDAD EN FUNCIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL Y LA
RELACIÓN DE VACÍOS PARA EL CÁLCULO DE ASCENTAMIENTOS EN
SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO.**

AUTORES:

EDWIN ROBERTO BEDOYA PEÑA

ANDRÉS EDUARDO MOLINA REAL

QUITO, 2010

Contenido

Resumen ejecutivo.....	viii
CAPÍTULO I: ANTECEDENTES.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1.1 RESEÑA HISTÓRICA DEL CANTÓN PUERTO QUITO	1
1.1.2 LOS PRIMEROS POBLADORES.	2
1.1.3 PARROQUIALIZACIÓN.	4
1.1.4 CANTONIZACIÓN.....	4
1.1.5 ACTIVIDADES CULTURALES.	6
1.1.6 ATRACTIVOS TURÍSTICOS.	7
1.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO.....	8
1.3 Determinación de la Geología y Suelos de la Zona.	9
1.3.1 GEOLOGÍA DE LA ZONA.....	9
1.3.2 Geomorfología.	11
1.3.3 Características de los suelos.	11
1.3.4 Sistema de Erosión Fluvial	13
1.3.5 Tectónica.....	14
1.4. teoría de las arcillas y propiedades.....	15
1.4.1 INTRODUCCIÓN.....	15
1.4.2 Estructura de los Filosilicatos.....	17
1.4.3 Clasificación.....	21
1.4.4 Propiedades Físico - Químicas	22
1.4.4.1Superficie específica	23
1.4.4.2Capacidad de Intercambio catiónico	24
1.4.4.3 Capacidad de absorción	25
1.4.4.4 Hidratación e hinchamiento	26
1.4.4.5 Plasticidad	27
1.4.4.6 Tixotropía	28
1.5 Limos	28
1.5.1 Limos Orgánicos	29

1.5.2 Limos Inorgánicos.....	30
1.5.3 Limo Elástico	31
CAPITULO 2 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN	32
2.1 INTRODUCCION AL TEMA	32
2.1.1 Clases de Consolidación	34
2.1.2 Analogía del Resorte y el Agua.....	36
2.2 ESTUDIO DE LA CONSOLIDACION DEL SUELO EN EL LABORATORIO	40
2.2.1 Curva de Compresibilidad	41
2.2.2 Efecto de la Alteración de Muestras de Arcillas	43
2.2.3 Coeficiente de Compresibilidad	45
2.3 ÍNDICE DE COMPRESIBILIDAD	45
2.3.1 Contenido de Humedad Natural	47
2.3.1.1 SUELOS ORGÁNICOS	48
2.3.2 Límites de Atterberg	50
2.3.2.1 Límite Líquido.....	52
2.3.2.2 Límite Plástico	53
2.3.2.2.1 Índice Plástico	54
2.3.3 Relación De Vacíos.	54
2.3.4 Gravedad Específica	55
2.3.5 Peso Unitario.....	57
2.4 ARCILLAS SENSITIVAS	58
2.5 CORRELACIONES DEL ÍNDICE DE COMPRESIBILIDAD	59
CAPÍTULO 3 TRABAJOS DE CAMPO.	62
3.1 Toma de Muestras Inalteradas.	62
3.2 Ensayo de penetración estándar (SPT)	63
CAPITULO 4 TRABAJOS DE LABORATORIO	67
4.1 Clasificación S.U.C.S.	67
4.1.1 Suelos gruesos.....	68
4.1.2 Suelos finos	68
4.2 RESUMEN DE RESULTADOS.....	73
4.2.1 PRIMER SONDEO:.....	73
4.3 ENSAYO DE CONSOLIDACION	83

4.3.1 EQUIPO NECESARIO (MÉTODO MANUAL)	84
4.3.1.1 PROCEDIMIENTO MÉTODO MANUAL	85
4.3.1.2 MÉTODO DE LOGARITMO DEL TIEMPO	87
4.3.1.3 MÉTODO DE LA RAÍZ CUADRADA DEL TIEMPO.....	90
4.4 Resumen de Resultados	92
4.4.1 Primer Sondeo	92
4.4.2 Segundo Sondeo	97
4.4.3 Tercer Sondeo	102
4.4.4 Cuarto Sondeo	107
4.4.5 Quinto Sondeo	112
CAPITULO 5 INTERPRETACION DE RESULTADOS.....	117
5.1 ANALISIS DE CORRELACIONES DEL INDICE DE COMPRESIBILIDAD POR AUTOR.....	117
CAPITULO 6 CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA	313
6.1 Capacidad portante.....	313
6.2 Capacidad de carga a corto y a largo plazo.....	314
6.3 Fórmula de Terzaghi.....	315
6.4 Fórmula de Brinch-Hansen.....	317
6.4.1 Factores de forma y profundidad	318
6.4.2 Factores de inclinación de la carga	318
6.4.3 Cálculo a largo/corto plazo	319
CAPITULO 7 TRABAJO DE LABORATORIO.....	324
7.1 ENSAYO TRIAXIAL.....	324
7.2 Aplicaciones	324
7.2.1. En Fundaciones	324
7.2.2 Estabilidad en Taludes.....	325
7.2.3 Empujes.....	325
7.2.3.1 Esfuerzos principales.....	326
7.2.4 Circulo de Mohr.....	327
7.2.4.1 Esfuerzo desviador.	329
7.2.4.2 Criterio de falla Mohr - Coulomb	331
7.2.4.3 Ventajas	333
7.2.4.4. Limitaciones	334

7.2.4 5. Implementación del ensayo triaxial	334
7.2.4.5.1 Equipo para ensayo.....	334
7.3 Resumen de Resultados.....	336
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:	339
8.1. CONCLUSIONES:	339
8.2. RECOMENDACIONES:.....	344
ANEXOS	345
Anexo 1	346
CONSOLIDACIONES MANUALES.....	346
Anexo 2	396
GRAFICOS T50	396
Anexo3	434
CONSOLIDACIONES ELECTRONICAS	434
Anexo 4	457
ENSAYOS TRIAXIALES	457
BIBLIOGRAFÍA.....	558

Resumen ejecutivo

Las correlaciones ya existentes, a pesar de ser aportes muy valiosos, son fórmulas generales para la mayoría de los suelos. Lo que se intentó obtener son correlaciones que permitan determinar, de manera preliminar, el asentamiento de los suelos particularmente del Cantón Puerto Quito, para proporcionar al constructor una idea aproximada y veraz de la calidad de suelo, previa a la realización de los estudios.

Es muy importante conocer los asentamientos por consolidación que se van a producir en el suelo debido al peso que una estructura va a transmitir a dicho suelo, ya que de un apropiado control de estos asentamientos depende la vida de la estructura. Como ayuda para el constructor se ha propuesto, mediante el problema en cuestión, la determinación de fórmulas empíricas que permitan el cálculo de asentamientos por consolidación de manera preliminar por medio de la obtención de ecuaciones aproximadas que relacionen el índice de compresibilidad con la humedad natural y, si es el caso de arcillas no sensibles, con la relación de vacíos del suelo.

Se trato de obtener correlaciones del índice de compresibilidad para determinar asentamientos aproximados en los suelos del Cantón Puerto Quito mediante:

- Índice de compresibilidad, en función del contenido de humedad natural.
- Índice de compresibilidad, en función de la relación de vacíos, en el caso de ser arcillas no sensitivas.

Por las características heterogenias, por sus propiedades fisicoquímicas y su ubicación predominante en una zona tropical, aplicar las correlaciones propuestas por los diferentes autores, no revela un dato real confiable, debido a que la mayor parte de las teorías y desarrollos en la geotecnia han tenido su origen en trabajos realizados sobre suelos de climas no tropicales, generalmente, en depósitos de suelos sedimentarios especialmente en arenas y arcillas y por lo tanto están condicionados al comportamiento de ese tipo de suelos, por lo que resultan difíciles de muestrear y ensayar.

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

1.1 INTRODUCCIÓN

1.1.1 RESEÑA HISTÓRICA DEL CANTÓN PUERTO QUITO

Su nombre se deriva del original “Puerto de Quito”, asignado por el científico riobambeño Pedro Vicente Maldonado en una de sus incursiones en el año 1740 a esta zona, buscando establecer un camino corto entre la ciudad de Quito y el Océano Pacífico; llegó hasta la confluencia de los ríos Silanche y Caoní y ante la amplitud de la cuenca y el profundo caudal que entonces debieron tener estos ríos, determinó que desde allí se podría viajar en pequeñas embarcaciones a través de los ríos Caoní, Blanco, Quinindé, y Esmeraldas, hasta su desembocadura en el mar. Actualmente la población denominada “Puerto Quito” está asentada a 6 kilómetros de la confluencia de los ríos Silanche y Caoní, aguas arriba por el río Caoní, donde se asentaron algunos colonos en un área adecuada para un amplio y ordenado asentamiento urbanístico¹ con una población aproximada de 17500 habitantes.

Puerto Quito está a 140 msnm y tiene a la parroquia Puerto Quito, con 92 centros poblados; entre ellos: Agrupación Los Ríos, Bosque de Oro, Brisas del Inga, Cabuyal, El Negrito, El Tesoro, Grupo Mieles, Isla de la Plata, La Abundancia, Las Maravillas, Nuestra Patria, Palestina, San José, Piedra de

¹ http://www.puertoquito.gov.ec/index.php?option=com_content&view=article&id=46&Itemid=54

Vapor, Tres de Enero, Río Bravo. La población acude los sábados y domingos, días de feria, a comercializar productos agrícolas y acceder al comercio minorista de víveres, ropa, electrodomésticos, alimentos procesados, materiales de construcción, bazares, farmacias y bodegas. En Puerto Quito habitan numerosos migrantes de Loja, Manabí, Bolívar, así como de Azuay y Cotopaxi. Es un cantón agrícola.²

1.1.2 LOS PRIMEROS POBLADORES.

Antes de que surja este centro poblado, la zona fue habitada por población negra, quienes vivían de la caza y pesca, por lo cual no habían trabajado la tierra.³ Se cuenta que hace 35 años, los primeros pobladores construyeron sus casas de pambil, en una zona platanera, de donde se sacaban hasta 1.500 racimos en grandes balsas que demoraban de dos a tres días en llegar a Esmeraldas. Vivían de la caza y la pesca, de modo que sus primeros pertrechos eran municiones, pólvora y anzuelos, a veces más importantes que la sal y la manteca. Organizaron mingas y a punta de hacha y machete se abrieron paso, luchando con el paludismo y las plagas, y venciendo el miedo a las víboras, así trabajaron hasta levantar el pueblo.⁴ Esta población poco a poco fue desplazada por los colonos, hacia el interior de la zona, iniciándose un rápido proceso de colonización y deforestación.⁵

Aproximadamente por el año 1965 llegan los primeros colonos, la necesidad

² <http://www.edufuturo.com/educacion.php?c=2331>

³ <http://www.ministeriodecultura.gov.ec/noticias/647.html>

⁴ <http://www.edufuturo.com/educacion.php?c=2331>

⁵ <http://www.ministeriodecultura.gov.ec/noticias/647.html>

de educar a sus hijos hizo que se creara la primera escuela unitaria regentada por la provincia de Esmeraldas y su primer local construida con pambil y cubierta de paja ubicada en una área que fue cedida por el Señor Cesáreo Ruano, donde también existía una cancha de fútbol.

Para entonces la vía que venía construyéndose desde la ciudad de Quito, pasando por las poblaciones de Nono, Tandayapa, San Tadeo, Sana Rosa, Los Bancos , Pedro V. Maldonado, Santa Marianita y se dirigía al sector denominado como 42, conocido como Macallares y por estudios técnicos del HCPP y del I.G.M, cuyo primer estudio estableció a Piedra de Vapor como el lugar para ubicar el puente; pero, por mejores condiciones y distancia se determinó que el lugar más adecuado para la construcción del puente era sobre el río Caoní. Esto dio lugar a que los primeros colonos que ya crearon la escuela, pensaran en la creación del centro poblado; allí se inician las gestiones de planificación, lotización y los dirigentes contrataron el tractor que disponía el IERAC para realizar el movimiento de tierras y organizar la posterior entrega por sorteo de los lotes, que fueron solicitados por muchas personas procedentes de varios lugares de la región y aun de la patria, iniciándose así el pueblo de Puerto Quito.⁶ Fue la colonia pionera en todo el noroccidente de Pichincha. Paulatinamente se fueron incrementando el número de cooperativas agrícolas en la zona, así, en 1985 existían 48 cooperativas alrededor de Puerto Quito.⁷

⁶ http://www.puertoquito.gov.ec/index.php?option=com_content&view=article&id=46&Itemid=54

⁷ <http://www.ministeriodecultura.gov.ec/noticias/647.html>

1.1.3 PARROQUIALIZACIÓN.

Inicialmente y en el proceso de colonización de la zona noroccidental de Pichincha en la década del sesenta, Puerto Quito constituye uno de los recintos que conformaban el amplio territorio del cantón Quito. La Junta Social Pro-Mejoras, presentó en su oportunidad ante el Ilustre Municipio de Quito la solicitud de creación de la Parroquia Rural de Puerto Quito, en la jurisdicción cantonal de Quito, provincia de Pichincha.

Mediante Ordenanza Municipal N° 2688, discutida y aprobada en sesiones del 5 y 12 de septiembre de 1985; luego reformada en sesiones del 18 y 27 de agosto de 1.989 y rectificada en sesiones del 13 y 20 de marzo de 1989; finalmente con Acuerdo Ministerial N° 1468, se incluye la ordenanza en el R.O N° 228 del 7 de julio de 1989.

Allí consta la designación como Parroquia Rural al recinto Puerto Quito, siendo Alcalde de la ciudad de San Francisco de Quito el Señor Rodrigo Paz Delgado.

1.1.4 CANTONIZACIÓN

La creación de los cantones San Miguel de los Bancos el 14 de febrero de 1.991 y Pedro Vicente Maldonado el 15 de enero de 1.992, despierta en los puertoquiteños el interés por obtener también la categoría de cantón de Pichincha en tanto su extensión territorial, población, recursos hídricos, y agropecuarios justificaban también tal aspiración, por lo que se organiza el

Comité Pro-Cantonización con las fuerzas vivas de la comunidad y se emprende la gestión.

Luego de innumerables trámites, audiencias y discusiones de los funcionarios en el Ministerio de Gobierno, Congreso Nacional y H. Consejo Provincial de Pichincha, es en la administración del Arq. Sixto Durán Ballén, Presidente Constitucional de la República, mediante Ley 115 del año IV, en Quito el 1 de abril de 1996 se publica en el R.O N° 916, la creación del cantón Puerto Quito, noveno en la provincia de Pichincha, siendo Presiente del Congreso Nacional el Dr. Fabián Alarcón Rivera. En su texto la ley menciona:

Art.1.- Créase el cantón Puerto Quito con su sede cantonal en la población del mismo nombre.

Art.2.- El territorio de este cantón es el determinado para la creación de la Parroquia Rural Puerto Quito, que integra importantes poblaciones como La Abundancia, 24 de Mayo, San Carlos, Agrupación Los Ríos, 3 de Enero, Buenos Aires que constituyen una vasta extensión de quinientos noventa y tres kilómetros cuadrados aproximadamente.

Art. 3.- Señala los límites específicos naturales y puntos de coordenadas geográficas, al norte, sur, este y oeste.⁸

⁸ http://www.puertoquito.gov.ec/index.php?option=com_content&view=article&id=46&Itemid=54

1.1.5 ACTIVIDADES CULTURALES.

Sus fiestas se efectúan el 12 de Octubre, Día de la Raza, que en la Costa es el Día del Montubio. Se celebran eventos deportivos y culturales y bailes públicos presididos por la reina del cantón. En Carnaval se realizan regatas coordinadas por el Municipio y la Liga deportiva cantonal. En ellas participan los pobladores de la ciudad, de Los Bancos y Pedro Vicente Maldonado.

La población acude los sábados y domingos, días de feria, a comercializar productos agrícolas y acceder al comercio minorista de víveres, ropa, electrodomésticos, alimentos procesados, materiales de construcción, bazares, farmacias y bodegas.

Los mayores recuerdan a las guanas y langostas de río. Era la época del plátano verde majado en piedra, servido con guatusa, guanta o pescado. De la ciudad se traía apenas la sal, la manteca, la cebolla y el tomate. Actualmente, se consumen más bien productos elaborados que se expenden en los locales comerciales de la ciudad. Entre los preparados típicos, heredados de los primeros habitantes negros de la zona, son el tapado de guana o el tapado de chanco. También se come encocado de pescado con verde y arroz. Es el plato favorito, legado de los migrantes esmeraldeños.

1.1.6 ATRACTIVOS TURÍSTICOS.

En cuanto al turismo, los últimos años se ha fortalecido la tendencia al turismo ecológico, sobre todo por iniciativa de la empresa privada. El Municipio pretende desarrollar además el agroturismo. El territorio del cantón es atractivo por sus paisajes, sus recursos hídricos, vegetales y animales y por su clima tropical. Varios ríos y sus afluentes crean hermosas cascadas como la Cascada Azul, que se forma en el río Culebritas. Este nace en las montañas vírgenes del noroccidente de la provincia, donde se unen vertientes que descienden hasta las tierras bajas.

Se destacan atractivos como el balneario La Playa en el río Caoní, el río Blanco, la Piedra de Vapor, la aldea ecológica Salamandra, la cascada y el río Macallares y el bosque secundario. En la vegetación que enmarca el trayecto del río Culebritas vive una gran variedad de aves: colibríes, búhos, halcones azules, loros y otros. Entre los mamíferos, están; la guanta, armadillos, osos perezosos, guatusas, zorros, tigrillos y monos. Existen también "en el monte" serpientes venenosas como la coral, la equis, la verrugosa, la chonta y el papagayo. Quedan escasos lagartos y tortugas. Peces como sábalos, sabaletas, guanas, camarón de río, pez gato, lisas, se encuentran en los ríos del sector.⁹

⁹ <http://www.edufuturo.com/educacion.php?c=2331>

1.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO.

Puerto Quito se encuentra ubicado en un pequeño valle incrustado en las últimas estribaciones de la Cordillera Occidental de los Andes al noroccidente de la Provincia de Pichincha, a orillas del río Caoní. Respecto de las coordenadas geográficas, su territorio está incluido en función de los puntos más extremos, entre los 0° 06' y 0° 20' de latitud norte; y los 79° 05' y 79° 22' de longitud oeste.¹⁰ Sus límites son: Al norte y al oeste la Provincia de Esmeraldas, al sur la Provincia Santo Domingo de los Tsáchilas, al este el Cantón Pedro Vicente Maldonado.



Figura1 Plano Cartográfico de la ubicación del proyecto

¹⁰ http://www.puertoquito.gov.ec/index.php?option=com_content&view=article&id=46&Itemid=54

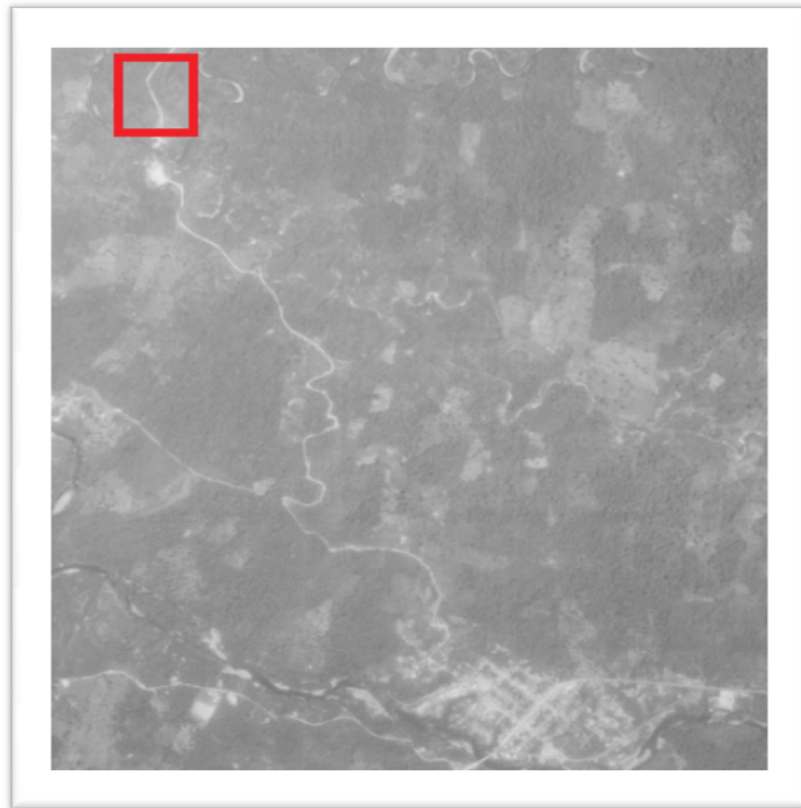


Figura 2 Foto de la Ubicación del Proyecto

1.3 Determinación de la Geología y Suelos de la Zona.

1.3.1 GEOLOGÍA DE LA ZONA

Las unidades litológicas que componen el área del proyecto son: la cordillera occidental y la zona costanera. La primera está constituida de rocas volcano - sedimentarias de origen marino de edad mezo - zenozóica, que son características para las zonas internas de los cinturones móviles o geosinclinales; y la otra está formada por un sistema de bloques hundidos y levantados en los límites de la Provincia de Pichincha y está constituida por

una cuenca rellena de flujos piroclásticos y cubiertos por bancos potentes de cenizas volcánicas.

Los depósitos de origen volcánico pertenecen a la formación geológica San Tadeo que ha sido identificada como perteneciente al Cuaternario. Esta formación cubre toda la extensión de la cuenca, formando grandes planicies fáciles de distinguir por su topografía. Se ha determinado que los depósitos de esta formación son el producto de la depositación fluvial, con aportes de avalanchas de productos piroclásticos y acumulaciones eólicas.

La base de la formación San Tadeo está compuesta de conglomerado volcánico desordenado que ha sido arrastrado a través de los valles hacia el norte y oeste, donde permitían las pendientes.

Productos volcánicos de varias erupciones del volcán Pichincha como tobas, material piroclástico, arcillas volcánicas y arenas se encuentran en el área. Todos estos materiales se han depositado de manera discordante sobre las formaciones antiguas.

Por estudios anteriores se establece que la formación San Tadeo posee una potencia de 500 m; debajo de ésta, se encuentran materiales intrusivos que aparecen como un gran cuerpo batolítico que poseen dirección N–NE.

1.3.2 Geomorfología.

Formando parte de la gran variedad de zonas morfoestructurales que presenta la Provincia de Pichincha en el área del proyecto, la zona costanera está constituida por depósitos de pie de monte, enormes conos de deyección en forma de V abierta hacia el oeste, depósitos aluviales que constituyen terrazas en las partes altas y valles en las partes bajas a los lados de los ríos.

1.3.3 Características de los suelos.

En general se trata de suelos profundos, ricos en materia orgánica, friables, porosos, en los cuales la saturación de base no supera el 40% y la textura es franca. El horizonte "B" es de color café oscuro, franco arenoso y el "C" franco arcilloso, poroso, suave y masivo.

Taxonómicamente el suelo es de tipo Andepts, en el que la porción activa es laminada por materiales alofánicos que en condiciones de alta precipitación provocan una acelerada lixiviación. Estos suelos son de alto contenido de materia orgánica y considerable cantidad de nitrógeno. Este nivel en los

suelos vírgenes es óptimo, pero decrece rápidamente por erosión debido a la exposición al medio ambiente producida la eliminación de la vegetación arbórea original.

Un factor limitante de todos los suelos de la zona del Proyecto es su fertilidad que se concentra en los primeros centímetros más superficiales y que puede superarse mediante prácticas de conservación de la vegetación y programas de fertilización y corrección del suelo.

Otro factor limitante de tipo general es el riesgo de erosión por escurrimiento, el cual aumenta en las regiones más húmedas y se hace todavía mayor cuando además se trata de pendientes fuertes.

Las áreas donde se presenta erosión por gravedad y movimientos en masas están fuertemente limitadas para su utilización agropecuaria, pero es poco lo que puede hacerse para corregir estos problemas mediante el uso, manejo del suelo y cobertura vegetal, ya que el origen de estos problemas es de carácter geológico.

1.3.4 Sistema de Erosión Fluvial

Aunque los métodos de estudio cuantitativos pueden aplicarse a cualquier grupo de formas de modelado secuenciales producidas por cualquier proceso de erosión o deposición, esta parte se enfoca específicamente en la erosión y deposición de los materiales sueltos que ocurre en la cuenca del río Tatalá.

En una cuenca de drenaje, las aguas subterráneas y de escorrentía superficial aportan la corriente de agua y ésta transporta productos de desintegración de las rocas que son llevados a lo largo de los cauces de los ríos y que a su vez son transportados ya sea como sustancias disueltas o en suspensión, fuera del sistema.

A este sistema lo denominaremos en este estudio *sistema de erosión fluvial*, ya que la acción erosiva la lleva a cabo el agua de origen subterráneo y superficial, que alimenta y se desplaza por los causes que forman la cuenca, gracias a la variación de su pendiente y permeabilidad.

1.3.5 Tectonica.

La ubicación del Ecuador en la parte noroccidental de Sudamérica es una causa de la particular disposición tectónica a la que se encuentra sujeto todo el territorio continental, dando lugar a fenómenos de volcanismo y sismicidad muy activos. El proceso de subducción constituye el elemento más importante para explicar los efectos sobre la actividad sismo tectónico que se registra en nuestro país. La subducción de la placa oceánica de Nazca por debajo de la placa continental de Sudamérica, es el proceso que causa la evolución neodinámica de Los Andes del Norte. Los rasgos fisiográficos más importantes como resultado de la subducción en el Ecuador, están determinados por la presencia de una fosa tectónica paralela a la línea de costa con rumbo aproximado norte-sur, y en la parte continental, por la cadena andina con las cordilleras Occidental y Real, separadas por la depresión interandina.

El proceso activo se inició aproximadamente unos 26 millones de años con el aparecimiento de las placas de Cocos y Nazca, como resultado de una reorganización de la placa Farallón (Haríds-chumacher , 1976; Hey, 1977; Pennington, 1981).

En la actualidad el fenómeno de convergencia de la placa de Nazca y la placa Sudamericana es el responsable de los esfuerzos de compresión en sentido E-W que predominan en nuestro territorio; sin embargo, el campo de esfuerzos se halla alterado por los siguientes factores:

1. La interacción de las placas Cocos, Nazca, Caribe y Sudamérica (Pennington, 1981).
2. El ángulo de la placa en subducción bajo el continente en la parte norte de Los Andes (Hey, 1977; Lonsdale, 1978).
3. La subducción de la dorsal Carnegie que acompaña a la placa de Nazca (Hey, 1977 Lonsdale, 1978).
4. Efecto de alta topografía compensada (Molnar y Taponnier, 1978! Sebrier et al, 1988).¹¹

1.4. TEORÍA DE LAS ARCILLAS Y PROPIEDADES.

1.4.1 INTRODUCCIÓN.

El término arcilla se usa habitualmente con diferentes significados:

- Desde el punto de vista mineralógico, engloba a un grupo de minerales (minerales de la arcilla), filosilicatos en su mayor parte,

¹¹http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:FqA28qixlX4J:www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/5987/1/INFORME%2520GEOLOGICO_CUENCA_RIO_TALALA.doc+geolog%C3%ADa+de+puerto+quito&cd=1&hl=es&ct=clnk&gl=ec

cuyas propiedades físico-químicas dependen de su estructura y de su tamaño de grano, muy fino (inferior a 2 μm).

- Desde el punto de vista petrológico la arcilla es una roca sedimentaria, en la mayor parte de los casos de origen detrítico, con características bien definidas. Para un sedimentólogo, arcilla es un término granulométrico, que abarca los sedimentos con un tamaño de grano inferior a 2 μm .
- Para un ceramista una arcilla es un material natural que cuando se mezcla con agua en la cantidad adecuada se convierte en una pasta plástica. Desde el punto de vista económico las arcillas son un grupo de minerales industriales con diferentes características mineralógicas y genéticas y con distintas propiedades tecnológicas y aplicaciones.

Por tanto, el término arcilla no sólo tiene connotaciones mineralógicas, sino también de tamaño de partícula, en este sentido se consideran arcillas todas las fracciones con un tamaño de grano inferior a 2 μm . Según esto todos los filosilicatos pueden considerarse verdaderas arcillas si se encuentran dentro de dicho rango de tamaños, incluso minerales no pertenecientes al grupo de los filosilicatos (cuarzo, feldespatos, etc.) pueden ser considerados

partículas arcillosas cuando están incluidos en un sedimento arcilloso y sus tamaños no superan las 2 μm .

Las arcillas son constituyentes esenciales de gran parte de los suelos y sedimentos debido a que son, en su mayor parte, productos finales de la meteorización de los silicatos que, formados a mayores presiones y temperaturas, en el medio exógeno se hidrolizan.

1.4.2 Estructura de los Filosilicatos

Como veremos, las propiedades de las arcillas son consecuencia de sus características estructurales. Por ello es imprescindible conocer la estructura de los filosilicatos para poder comprender sus propiedades.

Las arcillas, al igual que el resto de los filosilicatos, presentan una estructura basada en el apilamiento de planos de iones oxígeno e hidroxilos. Los grupos tetraédricos $(\text{SiO})_4^{4-}$ se unen compartiendo tres de sus cuatro oxígenos con otros vecinos formando capas, de extensión infinita y fórmula $(\text{Si}_2\text{O}_5)^{2-}$, que constituyen la unidad fundamental de los filosilicatos. En ellas los tetraedros se distribuyen formando hexágonos. El silicio tetraédrico puede estar, en parte, sustituido por Al^{3+} o Fe^{3+} .

Estas capas tetraédricas se unen a otras octaédricas de tipo gibbsita o brucita. En ellas algunos Al^{3+} o Mg^{2+} , pueden estar sustituidos por Fe^{2+} o Fe^{3+} y más raramente por Li, Cr, Mn, Ni, Cu o Zn. El plano de unión entre ambas capas está formado por los oxígenos de los tetraedros que se encontraban sin compartir con otros tetraedros (oxígenos apicales), y por grupos $(\text{OH})^-$ de la capa brucítica o gibbsítica, de forma que, en este plano, quede un $(\text{OH})^-$ en el centro de cada hexágono formado por 6 oxígenos apicales. El resto de los $(\text{OH})^-$ son reemplazados por los oxígenos de los tetraedros.

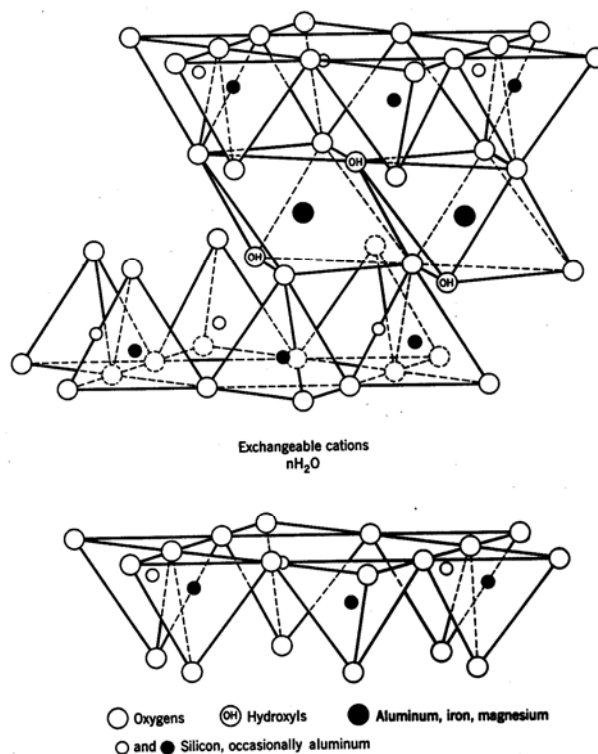


Figura 3 Composición química de los filosilicatos

Una unión similar puede ocurrir en la superficie opuesta de la capa octaédrica. Así, los filosilicatos pueden estar formados por dos capas:

tetraédrica más octaédrica y se denominan bilaminares, 1:1, o T:O; o bien por tres capas: una octaédrica y dos tetraédricas, denominándose trilaminares, 2:1 o T:O:T. A la unidad formada por la unión de una capa octaédrica más una o dos tetraédricas se la denomina lámina.

Si todos los huecos octaédricos están ocupados, la lámina se denomina trioctaédrica (Mg^{2+} dominante en la capa octaédrica). Si solo están ocupadas dos tercios de las posiciones octaédricas y el tercio restante está vacante, se denomina dioctaédrica (el Al^{3+} es el catión octaédrico dominante).

En algunos filosilicatos (esmeclitas, vermiculitas, micas...) las láminas no son eléctricamente neutras debido a las sustituciones de unos cationes por otros de distinta carga. El balance de carga se mantiene por la presencia, en el espacio interlaminar, o espacio existente entre dos láminas consecutivas, de cationes (como por ejemplo en el grupo de las micas), cationes hidratados (como en las vermiculitas y esmeclitas) o grupos hidroxilo coordinados octaédricamente, similares a las capas octaédricas, como sucede en las cloritas. A éstas últimas también se las denomina T:O:T:O o 2:1:1. La unidad formada por una lámina más la interlámina es la unidad estructural. Los cationes interlaminares más frecuentes son alcalinos (Na y K) o alcalinotérreos (Mg y Ca).

Las fuerzas que unen las diferentes unidades estructurales son más débiles que las existentes entre los iones de una misma lámina, por ese motivo los filosilicatos tienen una clara dirección de exfoliación, paralela a las láminas.

También pertenecen a este grupo de minerales la sepiolita y la paligorskita, a pesar de presentar diferencias estructurales con el resto de los filosilicatos. Estructuralmente están formadas por láminas discontinuas de tipo mica. A diferencia del resto de los filosilicatos, que son laminares, éstos tienen hábito fibroso (figura siguiente), ya que la capa basal de oxígenos es continua, pero los oxígenos apicales sufren una inversión periódica cada 8 posiciones octaédricas (sepiolita) o cada 5 posiciones (paligorskita). Esta inversión da lugar a la interrupción de la capa octaédrica que es discontinua.

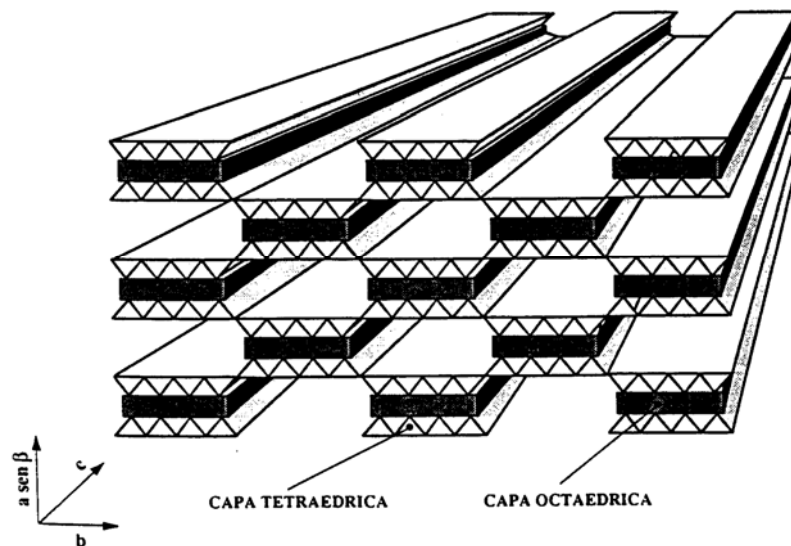


Figura 4 Estructura laminar de los Filosilicatos

1.4.3 Clasificación

Los filosilicatos se clasifican atendiendo a que sean bilaminares o trilaminares y dioctaédricos o trioctaédricos (Tabla siguiente). Como puede verse pertenecen a los filosilicatos grupos de minerales tan importantes como las micas y las arcillas.

	DIOCTAÉDRICOS		TRIOCTAÉDRICOS		CARGA
BILAMINARES T:O 1:01:00		Caolinita		Antigorita	X = 0
	CANDITAS	Nacrita	SERPENTINA	Crisotilo	
		Dickita		Lizardita	
		Halloisita		Bertierina	
TRILAMINARES T:O:T 2:01:00	Pirofilita		Talco		X = 0
		Montmorillonita		Saponita	X = 0,2-0,6
	ESMECTITAS	Beidellita	ESMECTITAS	Hectorita	
		Nontronita			
	Vermiculitas		Vermiculitas		X = 0,6-0,9
	Illitas				X = 0,9
		Moscovita		Biotita	X = 1
	MICAS	Paragonita	MICAS	Flogopita	
				Lepidolita	
T:O.T:O 2:01:01	CLORITAS				
FIBROSOS	Paligorskita		Sepiolita		

Cuadro 1 Clasificación de los filosilicatos, atendiendo a que sean bilaminares o trilaminares y dioctaédricos o trioctaédricos.

1.4.4 Propiedades Físico - Químicas

Las importantes aplicaciones industriales de este grupo de minerales radican en sus propiedades físico-químicas. Dichas propiedades derivan, principalmente, de:

- Su extremadamente pequeño tamaño de partícula (inferior a 2 μm)
- 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, por una parte, 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.

Por otra parte, la existencia de carga en las láminas se compensa, como ya se ha citado, con la entrada en el espacio interlaminar de cationes débilmente ligados y con estado variable de hidratación, que pueden ser intercambiados fácilmente mediante la puesta en contacto de la arcilla con una solución saturada en otros cationes, a esta propiedad se la conoce

como capacidad de intercambio catiónico y es también la base de multitud de aplicaciones industriales.

1.4.4.1 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^2/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.

A continuación se muestran algunos ejemplos de superficies específicas de arcillas:

Caolinita de elevada cristalinidad hasta $15 \text{ m}^2/\text{g}$

Caolinita de baja cristalinidad hasta $50 \text{ m}^2/\text{g}$

Halloisita hasta $60 \text{ m}^2/\text{g}$

Illita hasta $50 \text{ m}^2/\text{g}$

Montmorillonita $80\text{-}300 \text{ m}^2/\text{g}$

Sepiolita $100\text{-}240 \text{ m}^2/\text{g}$

Paligorskita $100\text{-}200 \text{ m}^2/\text{g}$

1.4.4.2 Capacidad de Intercambio catiónico

Es una propiedad fundamental de las esmectitas. 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 intercambio catiónico (CEC) se puede definir como la suma de todos los cationes de cambio que un mineral puede adsorber a un determinado pH. Es equivalente a la medida del total de cargas negativas del mineral. Estas cargas negativas pueden ser generadas de tres formas diferentes:

- Sustituciones isomórficas dentro de la estructura.
- Enlaces insaturados en los bordes y superficies externas.
- Disociación de los grupos hidroxilos accesibles.

El primer tipo es conocido como carga permanente y supone un 80 % de la carga neta de la partícula; además es independiente de las condiciones de pH y actividad iónica del medio. Los dos últimos tipos de origen varían en función del pH y de la actividad iónica. Corresponden a bordes cristalinos, químicamente activos y representan el 20 % de la carga total de la lámina. A continuación se muestran algunos ejemplos de capacidad de intercambio catiónico (en meq/100g):

Caolinita:	3-5
Halloisita:	10-40
Illita:	10-50
Clorita:	10-50
Vermiculita:	100-200
Montmorillonita:	80-200
Sepiolita-paligorskita:	20-35

Cuadro 2. Ejemplos de capacidad de intercambio catiónico de las arcillas (en meq/100g).

1.4.4.3 Capacidad de absorción

Algunas arcillas encuentran su principal campo de aplicación en el sector de los absorbentes ya que pueden absorber agua u otras moléculas en el espacio interlaminar (esmeclitas) o en los canales estructurales (sepiolita y paligorskita).

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

1.4.4.4 Hidratación e hinchamiento

La hidratación y deshidratación del espacio interlaminar son propiedades características de las esmectitas, y cuya importancia es crucial en los diferentes usos industriales. Aunque hidratación y deshidratación ocurren con independencia del tipo de catión de cambio presente, el grado de hidratación sí está ligado a la naturaleza del catión interlaminar y a la carga de la lámina.

La absorción de agua en el espacio interlaminar tiene como consecuencia la separación de las láminas dando lugar al hinchamiento. Este proceso depende del balance entre la atracción electrostática catión-lámina y la energía de hidratación del catión. A medida que se intercalan capas de agua y la separación entre las láminas aumenta, las fuerzas que predominan son de repulsión electrostática entre láminas, lo que contribuye a que el proceso de hinchamiento pueda llegar a disociar completamente unas láminas de otras. Cuando el catión interlaminar es el sodio, las esmectitas tienen una gran capacidad de hinchamiento, pudiendo llegar a producirse la completa disociación de cristales individuales de esmectita, teniendo como resultado un alto grado de dispersión y un máximo desarrollo de propiedades coloidales. Si por el contrario, tienen Ca o Mg como cationes de cambio su capacidad de hinchamiento será mucho más reducida.

1.4.4.5 Plasticidad

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. La elevada plasticidad de las arcillas es consecuencia, nuevamente, de su morfología laminar, tamaño de partícula extremadamente pequeño (elevada área superficial) y alta capacidad de hinchamiento. 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 (Jiménez Salas, et al. , 1975).

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.

1.4.4.6 Tixotropía

La tixotropía se define como el fenómeno consistente en la pérdida de resistencia de un coloide, al amasarlo, y su posterior recuperación con el tiempo. Las arcillas tixotrópicas cuando son amasadas se convierten en un verdadero líquido. Si, a continuación, se las deja en reposo recuperan la cohesión, así como el comportamiento sólido. Para que una arcilla tixotrópica muestre este especial comportamiento deberá poseer un contenido en agua próximo a su límite líquido. Por el contrario, en torno a su límite plástico no existe posibilidad de comportamiento tixotrópico.¹²

1.5 LIMOS

El limo es un material suelto con una granulometría comprendida entre la arena fina y la arcilla. Es un sedimento clástico incoherente transportado en suspensión por los ríos y por el viento, que se deposita en el lecho de los cursos de agua o sobre los terrenos que han sido inundados. Para que se clasifique como tal, el diámetro de las partículas de limo varía de 0,002 mm a 0,06 mm.

Actualmente se han perdido bastante los atributos distintivos de los suelos cuyo rango de tamaño cae en lo que las antiguas clasificaciones granulométricas llamaban Limos. Hoy en los limos se distinguen dos tipos, los plásticos y los no plásticos. El comportamiento mecánico de los primeros

¹² bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/1494/1/CD-2199.pdf

se asimila al de las arcillas de plasticidad baja o media; el de los segundos se asimila al de las arenas muy finas. Los limos pueden deber su plasticidad a un porcentaje de partículas de forma laminar o a su contenido de materia orgánica¹³

1.5.1 Limos Orgánicos

Los limos orgánicos son suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad. Las variedades menos plásticas consisten generalmente en partículas más o menos equidimensionales de cuarzo y, en algunos países se los distingue con el nombre de polvo de roca. Los tipos más plásticos tienen un porcentaje apreciable de partículas en forma de escamas y se denominan limos plásticos. A causa de su textura suave los limos inorgánicos son comúnmente tomados por arcillas.

Los limos son relativamente impermeables, pero cuando se encuentran en estado suelto pueden subir del fondo de una perforación o excavación como si fueran un espeso fluido viscoso. Los suelos más inestables de esta categoría se distinguen a veces como arenas fluidas¹⁴ muy finas.

¹³ Eulalio Juárez Badillo Alfonso Rico Rodríguez, Mecánica de suelos, Tomo 2, Editorial Limusa, 1973 México, 526 p

¹⁴ El término Arenas Fluidas se utiliza también comúnmente para identificar a las arenas finas o muy finas q pasan a un estado semilíquido cuando se hallan sometidas a una corriente ascendente de agua de infiltración. Por ello, esta terminología solo distingue a un estado particular de la arena y no a un material.

El **loess** (del alemán de Suiza *lösch*) es un material geológico sedimentario eólico. Lo forman depósitos de limo originados por la deposición de partículas muy finas con tamaños que van desde los 10 a los 50 micrómetros y que son transportadas por las tormentas de polvo a lo largo de miles de años. Es de color amarillento, deleznable y carece de estratificación. Está formado principalmente por silicio, carbonato de calcio (piedra caliza), finísimos detritos orgánicos y arcillas.¹⁵

1.5.2 Limos Inorgánicos

Los limos inorgánicos son suelos de granos finos más o menos plásticos, con una mezcla de partículas de materia orgánica finamente dividida. A veces contienen también fragmentos visibles de materia vegetal parcialmente descompuesta o de otros elementos orgánicos. Estos suelos tienen colores que varían de gris a gris muy oscuro y pueden contener cantidades apreciables de ácido sulfhídrico o sulfuro de hidrógeno, dióxido de carbono y de otros productos gaseosos originados por la descomposición de la materia orgánica, lo que les da un olor característico.

Los limos orgánicos tienen muy alta compresibilidad y su permeabilidad es muy baja.¹⁶

¹⁵ <http://es.wikipedia.org/wiki/Loess>

¹⁶ Karl Von Terzaghi, Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica, Editorial El Ateneo, 1973 Barcelona, 722p

1.5.3 Limo Elástico

Identificar el suelo como un limo elástico, MH, cuando tiene resistencia en seco de baja a mediana, dilatancia de nula a lenta, y tenacidad y plasticidad de baja a media.

Estas propiedades son similares a las de una arcilla magra; sin embargo, el limo se secará rápidamente en la mano y dará sensación de mucha suavidad cuando está seco.

Algunos suelos que se clasificarían como MH son difícilmente distinguibles de la arcilla magra y pueden requerirse, entonces, ensayos de laboratorio para su identificación adecuada.

CAPITULO 2 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

2.1 INTRODUCCION AL TEMA

En el proceso natural de la deposición, los suelos de grano fino, como limos y arcillas, quedan sometidos a un proceso de consolidación, en el cual el agua entre las partículas va siendo expulsada por el peso de las capas que se depositan por encima. Después de un período (que puede ser de un considerable número de años) se alcanza un estado de equilibrio y la compresión termina. Se dice entonces que un suelo está totalmente consolidado cuando su volumen permanece constante bajo la acción de un estado de esfuerzos constante. Un suelo normalmente consolidado es aquel en el cual las condiciones actuales corresponden a su presión de consolidación final o extrema. Cuando el suelo está sometido a una sobrecarga que es inferior a la presión extrema de consolidación que existió en algún momento del pasado, se dice que está preconsolidado; esto sucede, por ejemplo, en el caso de suelos consolidados bajo la acción de una capa de hielo que ya no existe. Cuando se presenta un cambio en las condiciones del esfuerzo, se tiene que alcanzar un nuevo estado de equilibrio.

Al considerar la mecánica de la compresión de los suelos, se puede suponer que tanto los granos minerales como el agua de los poros son incompresibles. De esta manera, el efecto inmediato (sobre una masa de suelo) de un aumento del esfuerzo total, consiste en una elevación de la presión del agua en los poros. A medida que el agua de los poros va saliendo del suelo, este aumento de presión se disipa con lentitud. Cuando se ha disipado la totalidad del aumento de la presión del agua en los poros, el suelo vuelve a estar totalmente consolidado.

En el estudio de la consolidación, un suelo puede considerarse como un esqueleto compresible de partículas minerales (que en sí mismas son incompresibles). Si también se supone que el suelo permanece saturado a lo largo de todo el proceso de consolidación, se puede decir que la disminución de volumen que se produce es igual al volumen del agua que se expulsa hacia afuera y que éste está representado por la variación de la relación de vacíos. Considérese un modelo de muestra de suelo sometido a un aumento de esfuerzo efectivo. Se supondrá que el proceso es unidimensional, esto es, no hay cambio de dimensiones laterales y sólo se modifica el espesor. La variación que resulta del aumento del esfuerzo efectivo ($\Delta\sigma'$) puede, por tanto, representarse en forma idealizada ya sea con el cambio de espesor (ΔH) o el cambio de la relación de vacíos (Δe), con lo que las deformaciones volumétricas se pueden igualar en la siguiente forma:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

Por consiguiente la variación de espesor de una capa con un espesor inicial H_0 es:¹⁷

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} * H_0$$

Entonces, la consolidación es la reducción gradual de volumen de una masa de suelo debido a la aplicación de cargas estáticas, que originan un incremento del esfuerzo compresivo (construcción de un: edificio, terraplén, etc.) La consolidación es causada por:

- a) *Deformación de las partículas del suelo*
 - b) *Reacomodo de las partículas del suelo*
 - c) *Expulsión del agua o aire de los espacios vacíos*
- *La consolidación es un fenómeno que se produce en el terreno en forma más o menos lenta que a veces puede durar siglos.*

2.1.1 Clases de Consolidación

Existen tres clases:

- Instantánea o Inicial
- Primaria

¹⁷ Whitlow Roy, Fundamentos de Mecánica de Suelos, Compañía Editorial Continental, 1ed, México DF, 1994, 589p., pag 427-429

- Secundaria

a) Consolidación Instantánea o Inicial: Esta consolidación es provocada por la deformación elástica del suelo seco y de los suelos húmedos y saturados, sin cambio en el contenido de agua, debida principalmente por la compresión y expulsión del gas que llena los vacíos del suelo.

b) Consolidación Primaria: Es la reducción en volumen de los suelos saturados cohesivos, debido a la expulsión del agua que ocupan los espacios vacíos. En este proceso la carga es tomada inicialmente por el agua intersticial y paulatinamente pasan a ser soportados por el esqueleto del suelo o partículas sólidas.

c) Consolidación Secundaria: Es el resultado de un cambio de volumen en los suelos saturados cohesivos, debido principalmente a un ajuste plástico de la estructura interna de la masa de suelo; producida después de que la mayor parte de la carga ha sido transferida del agua intersticial al esqueleto del suelo. Este proceso se da una vez que se ha producido la consolidación primaria.

La consolidación secundaria es más importante que la primaria en suelos orgánicos y en suelos inorgánicos altamente compresibles. En arcillas inorgánicas pre-consolidadas, el índice de compresión secundaria es muy pequeño y no tiene una importancia práctica.

Para poder entender el fenómeno de la Consolidación, se analizará a continuación un modelo reológico presentado por Terzaghi denominado Analogía del resorte y el agua

2.1.2 Analogía del Resorte y el Agua

Consideremos el caso de la construcción de un edificio sobre un terreno en el cual se encuentra a una cierta profundidad por debajo del nivel de cimentación, un estrato de arcilla saturada altamente compresible. Aunque los cimientos de la construcción no se hallen en contacto directo con la capa de arcilla, las presiones transmitidas a ésta pueden ser de magnitud suficiente para inducir en tal capa una disminución gradual de volumen, la cual es posible por la expulsión del agua de los poros hacia los estratos adyacentes más permeables. La acción que produce la expulsión del agua, es la sobrepresión intersticial que ésta debe soportar al recibir la sobrecarga debida a la construcción. A medida que el agua va saliendo de la arcilla, la mayor parte de la presión total, es transferida al esqueleto sólido del suelo, y, menor se hace la presión en el líquido, hasta que después de un tiempo generalmente bastante largo, el fenómeno de disminución de volumen con expulsión de agua (llamado consolidación primaria) cesa prácticamente. El resultado es un asentamiento del terreno y de la construcción, que de ser exagerado puede acarrear efectos perjudiciales y aún desastrosos.

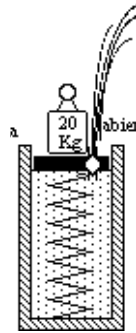


Figura 5 Analogía del resorte y el agua

La figura nos ayuda a comprender mejor el proceso de consolidación, la misma que consta de:

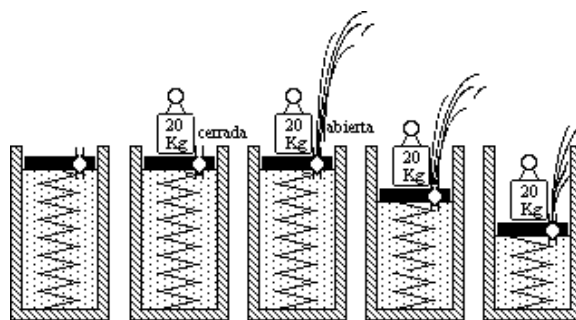
- Un cilindro lleno de agua
- Un émbolo con una abertura que puede estar abierta o cerrada por una válvula. (se desprecia su peso y la fricción con las paredes del cilindro)
- Una pesa que se coloca sobre el émbolo
- Un resorte que será comprimido al bajar el émbolo por acción de la pesa.

Haciendo una analogía con el suelo:

- El resorte representa el esqueleto sólido de la masa del suelo
- El agua del cilindro representa el agua intersticial del suelo
- La pesa corresponde a la carga transmitida por una construcción al terreno

- La abertura en el émbolo para la salida del agua, representa la permeabilidad del suelo.

Se trata de analizar las cargas soportadas por el agua y el resorte respectivamente para cinco situaciones diferentes mostradas en la secuencia:



Caso	1	2	3	4	5	6
Carga soportada por el agua	0	20	20	10	5	0
Carga soportada por el resorte	0	0	0	10	15	20
Porcentaje de consolidación	0	0	50	75	100	

Cuadro 3 Explicativo de la figura del resorte y el agua mostrando cinco situaciones diferentes en secuencia

1.- No se ha colocado la pesa. La carga es nula tanto para el resorte como para el agua.

2.- Se coloca la pesa sin abrir la válvula. Toda la carga es tomada por el agua que es prácticamente incompresible, por lo cual no permite que descienda el émbolo; al no hacerlo, el resorte no presenta

ninguna deformación, lo que quiere decir que no está soportando carga.

3.- Se abre la válvula, dejando la pesa, que ya no se retirará hasta el final del proceso. Comienza a salir el agua a causa de la presión que está soportando; pero en el instante inicial ($t=0$) la distribución de cargas es la misma que en caso anterior: 20 kg soporta el agua y 0 kg el resorte.

4.- El resorte ha tomado 10 kg; el agua soporta los otros 10 kg. Al disminuir la presión en el líquido, el agua va saliendo con menos y menos fuerza.

5.- El resorte ha tomado 15 kg; el agua soporta los otros 5 kg. Al disminuir la presión en el líquido, el agua va saliendo con menos y menos fuerza. % consolidación $\frac{15}{20} = 75\%$

6.- El resorte está soportando los 20 kg; el agua no recibe ninguna carga debido a la pesa; al no tener ninguna presión, deja de salir, con lo cual termina la carrera de descenso del émbolo. (No está en el gráfico)

2.2 ESTUDIO DE LA CONSOLIDACION DEL SUELO EN EL LABORATORIO

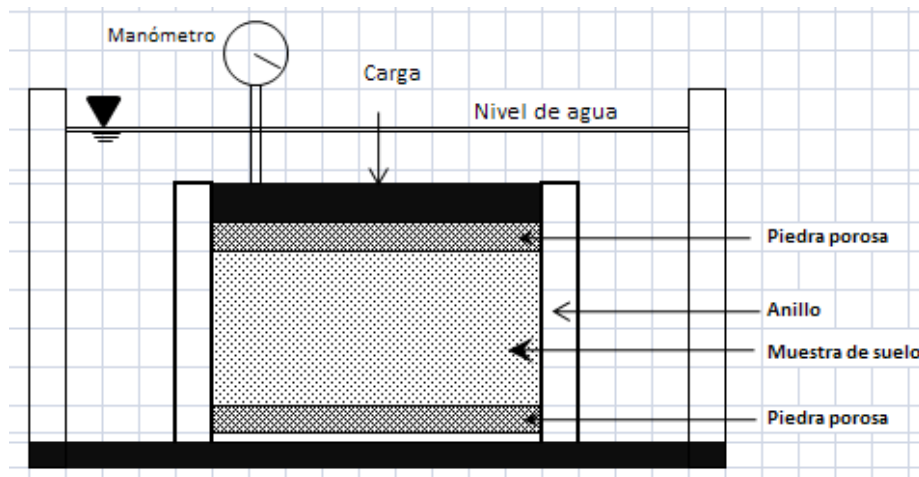


Figura 6 Consolidómetro de Anillo Flotante

La muestra "inalterada" tallada de forma cilíndrica, es generalmente de 2.5 in de diámetro y 1 in de espesor, se coloca dentro de un anillo metálico que la confina e impide el drenaje lateral, dejando libre el drenaje vertical, a través de piedras porosas, tanto superior como inferior, a este ensayo se le conoce como compresión confinada o consolidación unidimensional.

Se aplica incrementos de cargas verticales y se toma para cada incremento lecturas de tiempo y deformación (con un extensómetro). Los incrementos de carga se hacen de manera que cada carga sea el doble de la anterior.

Por ejemplo si se parte con $0.2 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$ los aumentos sucesivos serán a 0.4,

0.8, 1.6, 3.2, 6.4 $\left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$ etc. los incrementos de esfuerzo deben hacerse

hasta cubrir el intervalo de tensiones donde interesa investigar el asentamiento. Cada incremento de esfuerzo se deja generalmente 24 horas o hasta cuando dos deformaciones sucesivas sean de la misma magnitud. La descarga también se la hace gradualmente utilizando la misma variación de carga.

Con los resultados obtenidos en el ensayo de consolidación, se puede graficar lo siguiente:

- Curva de compresibilidad (Relación de Vacíos vs. Log Presión Efectiva)
- Curvas consolidación (asentamiento vs. Log tiempo), para cada incremento de carga corresponderá una curva de consolidación, las cuales permitirán evaluar los asentamientos en el tiempo.

2.2.1 Curva de Compresibilidad

A partir de los datos de relación de vacíos y presión efectiva, pueden dibujarse las curvas de compresibilidad, a través de la representación aritmética Fig. 1 o la representación semilogarítmica Fig. 2. A través de estas curvas pueden obtener los siguientes parámetros:

- Coeficiente de Compresibilidad a_v ,

- Coeficiente de Compresibilidad Volumétrica **M_v** o Módulo Edométrico **E**
- Índice de Compresibilidad **C_c**

Sabiendo que una deformación en altura es proporcional a la reducción de vacíos, con las lecturas del edómetro podemos encontrar las deformaciones para los tiempos considerados en cada estado de carga y por ende calcular las Relaciones de Vacíos (*e*) con el fin de graficar la Curva de Compresibilidad o curva “*e* vs. σ' ”. Esta curva la podemos expresar en escala aritmética completa o en escala semilogarítmica como se muestra a continuación:

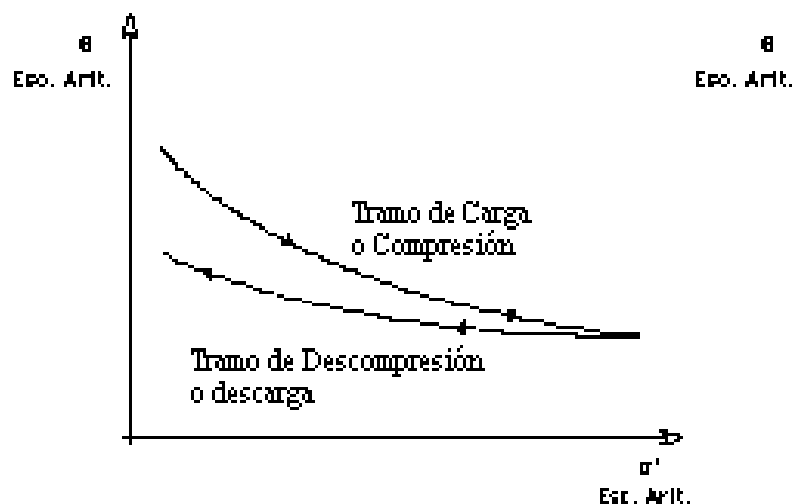


Figura 7. Curva de Compresibilidad o curva “*e* vs. σ' ”.

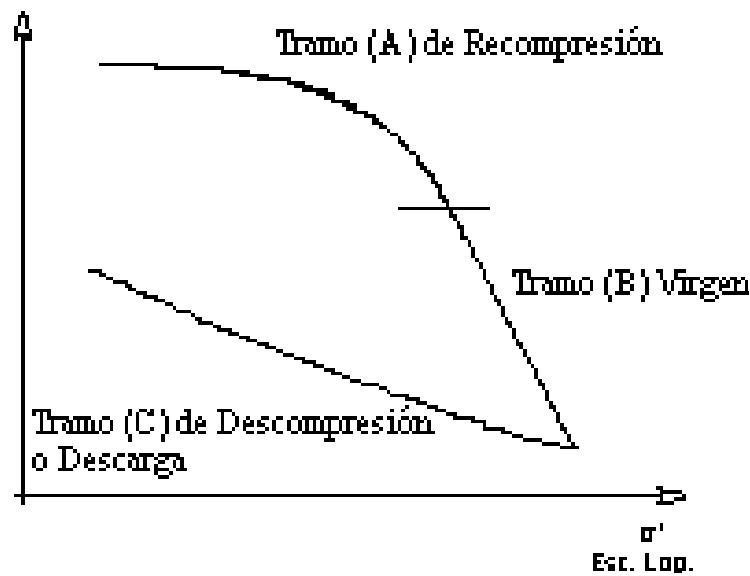


Figura 8. Curva de Consolidación o curva “e vs. Log σ' ”

Es raro ver que un tramo se llame tramo de Recompresión, pero vale aclarar que Terzaghi dio los nombres de los tramos del segundo gráfico, es decir del gráfico en escala semilogarítmica, porque logró determinar que al suelo mientras lo cargue con presiones menores o iguales a los que ha soportado en su historia geológica, éste toma una forma curva en su gráfico y cuando toma una forma recta es porque los esfuerzos han superado al esfuerzo máximo que ha soportado en su historia geológica.

2.2.2 Efecto de la Alteración de Muestras de Arcillas

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 el ensayo y en

las curvas de compresibilidad encontró las siguientes diferencias según el grado de alteración de las muestras:

Las curvas mostradas en la figura se intersecan en la parte inferior en una relación de vacíos $e = 0.42 e_0$

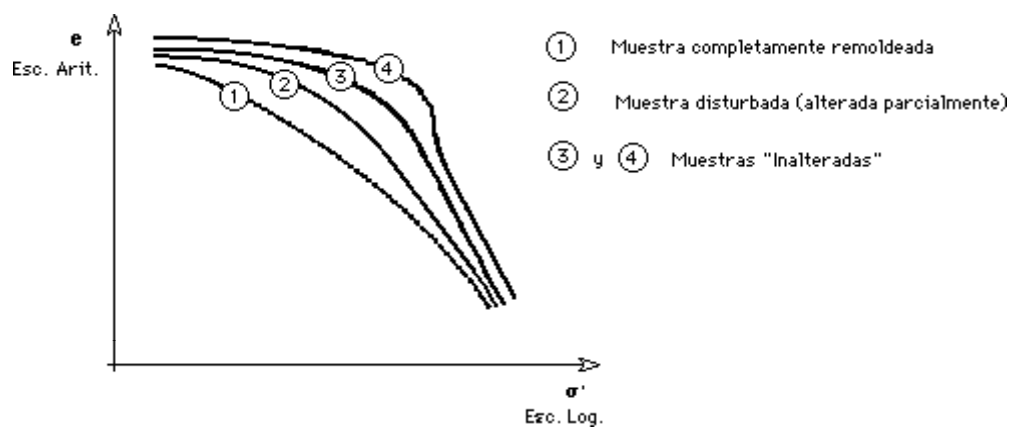


Figura 9. Curva de Consolidación o curva "e vs. Log σ' " según el grado de alteración de las muestras

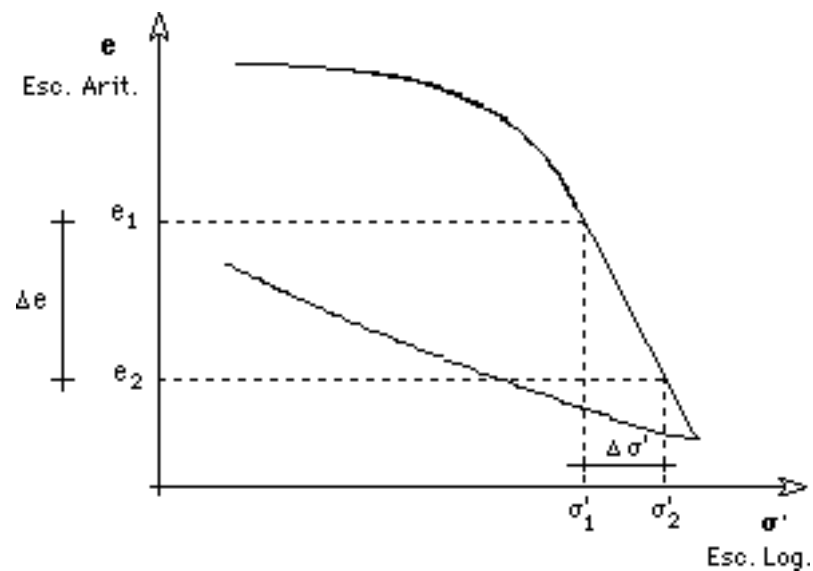


Figura 10 Curva de Consolidación o curva "e vs. Log σ' " obsérvese que la descarga es lineal esto es debido a que es una recuperación elástica

2.2.3 Coeficiente de Compresibilidad

Del gráfico de la Curva de Compresibilidad en escala aritmética podemos obtener el valor de a_v el cual representa la pendiente de la curva de compresibilidad y es conocida como:

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$$

2.3 ÍNDICE DE COMPRESIBILIDAD

De la curva de compresibilidad en escala semilogarítmica, se pueden obtener dos parámetros importantes de un suelo que está consolidándose, los cuales son el índice de Compresibilidad (C_c) que representa la pendiente del tramo virgen y es necesaria para el cálculo de asentamientos.

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$$

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1}$$

$$C_c = \frac{\Delta e}{\frac{\log \sigma'_2}{\log \sigma'_1}}$$

El C_c está emparentado con el Límite Líquido y por lo tanto podemos aplicar fórmulas empíricas para calcular un valor aproximado de C_c .

$C_c = 0.009 (LL - 10)$ arcillas inalteradas

$C_c = 0.007 (LL - 10)$ arcillas remoldeadas

$C_c = 0,75 (e_o - 0,50)$ Suelos de baja plasticidad:

e_o = relación de vacíos in situ¹⁸

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:

$$\delta_c = \Delta H = m_v * \Delta \sigma' * H_0$$

Donde:

m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrica, esto es, variación de volumen unitario por aumento del esfuerzo efectivo. (Las unidades de m_v son recíprocas del esfuerzo, esto es, m^2/kN).

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

$$\delta_c = \frac{C_c}{1+e_o} \log\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}\right) * H_0$$

¹⁸ Montero Juan Carlos, Apuntes de Mecánica de Suelos II, Quito, Ecuador, 2010

La relación entre el índice de compresibilidad y algunos parámetros del suelo es lineal. A continuación se encuentran algunas de las ecuaciones empíricas sugeridas por varios autores para el cálculo del índice de compresibilidad:

Para $C_c = f(w_n)$	
$C_c = 0.01(w_n - 5)$	Azzouz et al. 1976 Todas las arcillas
$C_c = 0.01w_n$	Koppula 1981 Todas las arcillas
Para $C_c = f(e_o)$	
$C_c = 0.54(e_o - 0.35)$	Nishida 1956 Todas las arcillas
$C_c = 0.43(e_o - 0.25)$	Cozzolino 1961 Arcillas Brasileñas
$C_c = 0.75(e_o - 0.50)$	Sowers 1970 Arcillas de baja plasticidad

Cuadro 4. Correlaciones del índice de compresibilidad, propuestas por algunos autores, en función del contenido de humedad natural y de la relación de vacíos. (PI , and w_n se encuentran en porcentajes.).¹⁹

2.3.1 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.

El proceso de la obtención del contenido de humedad de una muestra se hace en laboratorios, el equipo de trabajo consiste en un horno donde la temperatura pueda ser controlable. Una vez tomada la muestra del sólido en

¹⁹ <http://article.pubs.nrc-cnrc.gc.ca/ppv/RPVViewDoc?issn=1208-6>

estado natural se introduce al horno. Ahí se calienta el espécimen a una temperatura de más de 100 grados Celsius, para producir la evaporación del agua y su escape a través de ventanillas. Se debe ser cuidadoso de no sobrepasar el límite, para no correr el riesgo de que el suelo quede cremado con la alteración del cociente de la determinación del contenido de humedad. 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 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.²⁰

2.3.1.1 SUELOS ORGÁNICOS

Cantidades muy pequeñas de materia orgánica pueden tener influencia importante en las propiedades físicas de los suelos. La mayor parte de los

²⁰ <http://www.arqhys.com/construccion/suelos-humedad.htmz>

suelos orgánicos son más débiles y compresibles que los suelos que posean la misma composición mineral, pero que carezcan de materia orgánica.

Generalmente con color marrón o negro, con olor a materia orgánica y presencia de materiales leñosos o fibrosos. Pueden ser firmes o esponjosos. Puede detectarse presencia de gases. La parte orgánica del suelo está formada por restos vegetales y restos animales, junto a cantidades variables de materia orgánica amorfa. La fracción orgánica representa entre el 2 y el 5% del suelo superficial en las regiones húmedas, pero puede ser menos del 0.5% en suelos áridos o más del 95% en suelos de turba.

El componente líquido de los suelos, denominado por los científicos solución del suelo, es sobre todo agua con varias sustancias minerales en disolución, cantidades grandes de oxígeno y dióxido de carbono disueltos. La solución del suelo es muy compleja y tiene importancia primordial al ser el medio por el que los nutrientes son absorbidos por las raíces de las plantas. Cuando la solución del suelo carece de los elementos requeridos para el crecimiento de las plantas, el suelo es estéril.

Los principales gases contenidos en el suelo son el oxígeno, el nitrógeno y el dióxido de carbono. El primero de estos gases es importante para el metabolismo de las plantas porque su presencia es necesaria para el crecimiento de varias bacterias y de otros organismos responsables de la descomposición de la materia orgánica. La presencia de oxígeno también es

vital para el crecimiento de las plantas ya que su absorción por las raíces es necesaria para sus procesos metabólicos.²¹

2.3.2 Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. El nombre de estos es debido al científico sueco Albert Mauritz Atterberg. (1846-1916).

Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir 4 estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en **estado sólido**, cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de **semisólido**, **plástico**, y finalmente **líquido**. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

Los ensayos se realizan en el laboratorio y miden la cohesión del terreno y su contenido de humedad, para ello se forman pequeños cilindros de 3mm de espesor con el suelo. Siguiendo estos procedimientos se definen tres límites:

1. **Límite líquido:** Cuando el suelo pasa de un estado semilíquido a un estado plástico y puede moldearse. Para la determinación de este límite se utiliza la cuchara de Casagrande.

²¹ <http://www.fortunecity.es/expertos/profesor/171/suelos.html>

2. **Límite plástico:** Cuando el suelo pasa de un estado plástico a un estado semisólido y se rompe.
3. **Límite de retracción o contracción:** Cuando el suelo pasa de un estado semisólido a un estado sólido y deja de contraerse al perder humedad.

Relacionados con estos límites, se definen los siguientes índices:

- **Índice de plasticidad:** I_p ó **IP** = $w_l - w_p$
- **Índice de fluidez:** I_f = Pendiente de la curva de fluidez
- **Índice de tenacidad:** $I_t = I_p/I_f$
- **Índice de liquidez (IL ó I_L),** El contenido de humedad natural ω , que presente una arcilla o un limo en el campo, puede compararse con sus límites W_p , W_L mediante el Índice de Liquidez. IL, Si $IL \Rightarrow 100\%$, el suelo en campo está cerca al LL; si $IL \Rightarrow 0\%$, el suelo en campo está cerca al LP. Pueden presentarse arcillas con $IL < 0$, cuando $\omega < W_p$, también conocida como **Relación humedad-plasticidad (B):**

$$IL = \frac{W_n - W_p}{W_L - W_p} \quad W_n = \text{humedad natural}$$

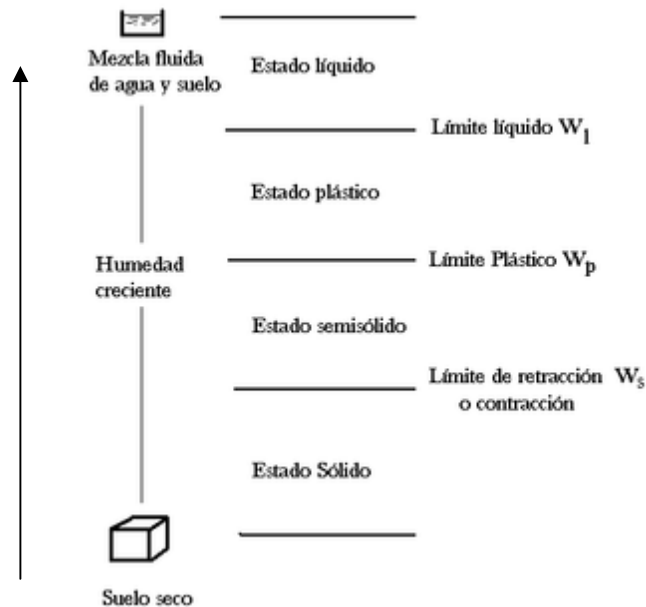


Figura 11. Ilustración de los límites de consistencia

2.3.2.1 Límite Líquido

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 ($\frac{1}{2}$). 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 coordenadas logarítmicas, contra el contenido de humedad correspondiente, en coordenadas normales, e

intrapolar 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.

2.3.2.2 Límite 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.²²

²² http://es.wikipedia.org/wiki/L%C3%ADmites_de_Atterberg

2.3.2.2.1 Índice Plástico

Es un parámetro físico que se relaciona con la facilidad de manejo del suelo, por una parte, y con el contenido y tipo de arcilla presente en el suelo,

por otra: Se obtiene de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico:

$IP = LL - LP > 10$ plástico.

$IP = LL - LP < 10$ no plástico.

Valores Menores de 10 indican baja plasticidad, y valores cercanos a los 20 señalan suelos muy plásticos.²³

2.3.3 Relación De Vacíos.

El volumen de sólidos se designa por el símbolo V_s , el volumen de agua por V_w , y el volumen de gas por V_g . Como la relación entre V_g y V_w cambia usualmente con las condiciones del agua en el subsuelo, así como bajo el efecto de las cargas aplicadas, es conveniente designar todo el volumen que no está ocupado por material sólido como volumen de vacíos, V_v . Si se designa el volumen total de la muestra por V , entonces la porosidad se define con la ecuación:

²³ <http://www.monografias.com/trabajos15/suelos-consistencia/suelos-consistencia.shtml>

$$\text{Porosidad, } n = \frac{V_v}{V}$$

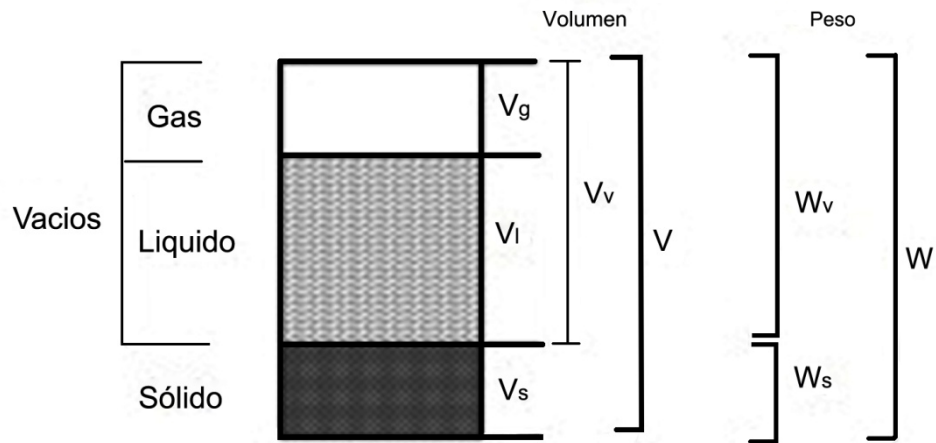


Figura 12. Volúmenes y Pesos para el cálculo de la relación de vacíos

Usualmente, este valor se expresa como porcentaje. Cuando un suelo se comprime, cambian los valores de la ecuación anterior tanto del numerador como del denominador, por lo que es conveniente en muchos de los cálculos que es necesario efectuar para determinar los asentamientos, referir el espacio vacío a un denominador invariable. Por esta razón se usa la cantidad conocida como *relación de vacíos* u *oquedad*. Se define como:

$$\text{Relación de vacíos}^{24}, e = \frac{V_v}{V_s}$$

2.3.4 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

²⁴ <http://www.rentauningeniero.com/relaciones-volumetricas-y-gravimetricas-de-los-suelos-parte-1.html>

representa la Gravedad Específica 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.

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

Procedimiento: 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 al 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.

Cálculo:

$$\text{Tenemos que } G_s = A \frac{W_s}{W_{ma}} + W_s - W_{mas}$$

Teniendo en cuenta que A es la corrección por temperatura que se debe hacer a la muestra, y depende de la siguiente tabla.

Temperatura °C A

16 1.0007

18 1.0004

20 1.0000

22 0.9996

24 0.9991

26 0.9989²⁵

2.3.5 Peso Unitario

Se define como el peso del suelo por volumen unitario. Además como el producto de la densidad del suelo por la gravedad.

El valor depende, entre otros, del contenido de agua del suelo.

Este puede variar del estado seco γ_d hasta el saturado γ_{SAT} .²⁶

²⁵ <http://www.monografias.com/trabajos4/ladensidad/ladensidad.shtml>

$$\gamma_T = \frac{W_T}{V_T} \quad \gamma_d = \frac{W_S}{V_T}$$

$$\gamma_d \leq \gamma_T \leq \gamma_{SAT}$$

2.4 ARCILLAS SENSITIVAS

La mayoría de los depósitos naturales inalterados de suelo arcilloso muestran una reducción pronunciada de la resistencia cuando son remoldeadas. Esta característica de los suelos cohesivos saturados es generalmente expresada cuantitativamente por un término llamado sensibilidad.

Así:
$$\text{Sensitividad} = \frac{qu(\text{inalterada})}{qu(\text{remoldeada})}$$

La clasificación de las arcillas basada en la sensibilidad se indica a continuación:

SENSITIVIDAD	ARCILLA
> 1	No sensitiva
1 – 2	Baja Sensitividad
2 – 4	Mediana Sensitividad
4 – 8	Sensitiva
8 – 16	Alta Sensitividad
>16	Sensitividad Muy Alta

Cuadro 5. Clasificación de las arcillas basada en la sensibilidad

²⁶http://web2.ucsc.cl/~mpoblete/geotecnia/INC_4102/Unidad%203/Clase%202%20Relaciones%20entre%20las%20fases%20del%20suelo%20II.pdf

La sensibilidad de la mayoría de las arcillas generalmente va comprendida en un rango de 1 – 8. Sin embargo existen sensibilidades altas como de 150 en depósitos de arcillas en St. Thurible, Canadá, fueron reportadas por Peck et al. en 1951.

La pérdida de la resistencia de las arcillas saturadas puede ser debido a la ruptura de la estructura original de los depósitos naturales y tixotrópicos.²⁷

La tixotropía se define como el fenómeno consistente en la pérdida de resistencia de un coloide, al amasarlo, y su posterior recuperación con el tiempo. Las arcillas tixotrópicas cuando son amasadas se convierten en un verdadero líquido. Si, a continuación, se las deja en reposo recuperan la cohesión, así como el comportamiento sólido. Para que una arcilla tixotrópica muestre este especial comportamiento deberá poseer un contenido en agua próximo a su límite líquido. Por el contrario, en torno a su límite plástico no existe posibilidad de comportamiento tixotrópico.²⁸

2.5 CORRELACIONES DEL ÍNDICE DE COMPRESIBILIDAD

$$C_c = 0,007(LL - 7)$$

Skempton (1944)

$$C_c = 0,01 W_n$$

Azzouz et al. (1976)

$$C_c = 1,15(e_o - 0,27)$$

Nishida (1956)

$$C_c = 0,30(e_o - 0,27)$$

Hough (1957)

²⁷ Braja M. Das, Advanced Soil Mechanics, Taylor & Francis, 2ed, Washington, 1997, 457p, pag 369

²⁸ <http://www.uclm.es/users/higuera/yym/Arcillas.htm#tixopr>

$Cc = 0,0046(LL - 9)$	Hough (1957)
$Cc = 0,0115 Wn$	Hough (1957)
$Cc = 0,75(e_o - 0,5)$	Hough (1957)
$Cc = 0,208 e_o + 0,0083$	Hough (1957)
$Cc = 0,156 e_o + 0,0107^{29}$	Hough (1957)
$Cc = 0,007(LL - 10)$	Terzaghi y Peck (1967)
$Cc = 1,21 + 1,005(e_o - 1,87)$	Terzaghi y Peck (1967)
$Cc = 0,02 + 0,014(PI)$	Nacci et al. (1975)
$Cc = 0,141Gs^{1,2} ((1 + e_o) / Gs)^{2,38}$	Rendon-Herrero (1983)
$Cc = 0,2343 (LL / 100)Gs$	Nagaraj y Murty (1985) ³⁰
$Cc = 0,37(e_o + 0,003LL + 0,0004Wn - 0,34)$	Azzouz et al. (1976)
$Cc = 0,0093Wn$	Koppula (1981)
$Cc = 0,046 + 0,0104*IP$	Nakase et al. (1988)
$Cc = 0,00234*LL* Gs$ (1985, 1986)	Nagaraj y Srinivasa Murthy
$Cc = 1,15(e_o - 0,35)$	Nishida (1956)
$Cc = 0,009Wn + 0,005 LL$	Koppula (1986)
$Cc = -0,156 + 0,411e_o + 0,00058 LL$ (1992) ³¹	Al-Khafaji y Andersland

²⁹ Dass Braja M., Advanced Soil Mechanics, Taylor & Francis, 2ed, Washington, 1997, 457p., pag 321

³⁰ Das, Braja M., Principles of Geotechnical Engineering, Estados Unidos, Boston, ITP, 1967, 640p, pag 271

$C_c = 0,013(LL - 13,5)$	Yamagutshi (1959)
$C_c = 0,017(LL - 20)$	Shouka (1964)
$C_c = (LL - 13) / 109$	Mayne (1980)
$C_c = 0,01(W_n - 5)$	Azzouz et al. (1976)
$C_c = 0,54(e_0 - 0,35)$	Nishida (1956)
$C_c = 0,43(e_0 - 0,25)$	Cozzolino (1961)
$C_c = 0,75(e_0 - 0,50)$	Sowers (1970) ³²

³¹ Bowles Joseph E., Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill, 5ed, Peoria, 1996, 1175p., pag 89

³² <http://article.pubs.nrc-cnrc.gc.ca/ppv/RPViewDoc?issn=1208-6>

CAPÍTULO 3 TRABAJOS DE CAMPO.

3.1 TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS.

Se realizó la toma de muestras inalteradas, ya que permiten la inspección directa del suelo que se desea estudiar en condiciones de humedad natural, por lo tanto, fue el método de exploración que nos entrega la información más confiable y completa, mediante la extracción de un bloque de suelo, para su posterior estudio en laboratorio.

Se realizaron 5 calicatas de 5 metros de profundidad y en cada una se tomaron 5 muestras inalteradas, en cada calicata a 1m, 2m, 3m, 4m, 5m de profundidad.

Se demarco una sección aproximada de aproximadamente 1,00 m, a fin de permitir una adecuada excavación de las paredes. Las dimensiones del bloque extraído, de forma cubico, fueron de 0.40m de largo por 0,40m de ancho y 0,40 de altura. Para lo cual luego de excavar las paredes, y dar la forma de cubo deseada, se procedió su extracción, después se recubrió con tela de lino y parafina, e introducirlo dentro de fundas plásticas, con la intención de mantener la humedad natural del suelo, y transportados en cajas para evitar daños en su traslado.

3.2 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Este ensayo de penetración dinámica se realiza en el interior de sondeos durante la perforación. Permite obtener un valor de N de resistencia a la penetración, correlacionable con parámetros geotécnicos como la densidad relativa, el ángulo de rozamiento, la carga admisible y los asentamientos en los suelos granulares. En el ensayo también se obtiene una muestra alterada, para realizar ensayos de identificación en laboratorio.

El ensayo SPT puede ejecutarse prácticamente en todo tipo de suelos, incluso en roca muy alterada, aunque es en los suelos granulares donde se realiza preferentemente; la dificultad de obtener muestras inalteradas en este tipo de suelos añade relevancia al SPT. La frecuencia habitual para la realización del SPT a lo largo del sondeo es de un ensayo de 2 a 5 metros, o incluso mayor, en función de las características del terreno.

El procedimiento consiste en hincar en el terreno barreno metálico contando el número de golpes necesario para hincar tramos de 15 cm. El golpeo para la hincia se realiza con una maza de 63.5 kg cayendo libremente desde una altura de 76 cm sobre una cabeza de golpeo o yunque.

Se procede a limpiar cuidadosamente la perforación al llegar a la cota deseada para el ensayo, tanto las paredes como el fondo, retirando la batería de perforación e instalando en su lugar un tomamuestras de dimensiones estándar. El tomamuestras consta de tres elementos: zapata, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento con el varillaje.

El ensayo SPT tiene su principal utilidad en la caracterización de suelos granulares (arenas o gravas arenosas), en las que es muy difícil obtener muestras inalteradas para ensayos de laboratorio.

Al estar su uso muy extendido y dispone de una gran experiencia geotécnica en estas pruebas, se han planteado correlaciones entre el golpeo SPT y las características de los suelos arenosos, así como con diversos aspectos de cálculo y diseño geotécnico.

También existen correlaciones en el caso de que el terreno sea cohesivo, pero al ser un ensayo prácticamente instantáneo, no se produce la disipación de los incrementos de presiones intersticiales generados en estos suelos arcillosos por efecto del golpeo, lo que claramente debe influir en el resultado de la prueba. Por ello, tradicionalmente se ha considerado que los resultados del ensayo SPT (y por extensión, los de todos los penetrómetros dinámicos) en ensayos cohesivos no resultan excesivamente fiables para la aplicación de correlaciones. En la actualidad, este criterio está cuestionado,

siendo cada vez más aceptado que las pruebas penetrométricas pueden dar resultados igualmente válidos en todo tipo de suelo. En cualquier caso, al margen de la validez o existencia de correlaciones, el valor del golpeo obtenido en un ensayo de penetración simple es un dato indicativo de la consistencia de un terreno susceptible de su utilización para la caracterización o el diseño geotécnicos.

El resultado de los ensayos SPT pueden ser afectados por factores como:

- Preparación y calidad del sondeo: limpieza y estabilidad de las paredes

de perforación

- Longitud del varillaje y diámetro del sondeo: condicionan el peso del elemento a hincar y la fricción con las paredes del sondeo.
- Dispositivo del golpeo: puede ser manual o automático, existiendo diferencias notables entre los resultados de ambos. Deben emplearse dispositivos automáticos, pues garantizan la aplicación de misma energía de impacto en todos los casos.

El amplio uso del SPT ha permitido establecer una serie de correlaciones con diferentes parámetros geotécnicos:

- Con la compacidad para suelos granulares.
- Con la densidad relativa, teniendo en cuenta la influencia de la profundidad.
- Con el ángulo de rozamiento en suelos granulares; aplicable a partir de 2 metros de profundidad.³³

³³ González de Vallejo, L. et. al. (2,002). Ingeniería Geológica. Editorial, PEARSON EDUCACIÓN. Madrid. 744p.

CAPITULO 4 TRABAJOS DE LABORATORIO

4.1 CLASIFICACIÓN S.U.C.S.

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. Fue inicialmente propuesto por Arthur Casagrande en 1932, tentativamente adoptado por el Departamento de ingeniería de los EEUU en 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 la U.S. Bureau of Reclamation lo hizo en 1974. Está basado en el análisis granulométrico y en los límites de Atterberg (límites líquido y plástico) de los suelos.

El sistema propuesto por Arthur Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en el año 1942 para aeropuertos.

Esta clasificación divide los suelos en:

- Suelos de grano grueso.
- Suelos de grano fino.
- Suelos orgánicos.

Los suelos de granos grueso y fino se distinguen mediante el tamizado del material por el tamiz No. 200.

Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicho tamiz y los finos a los que lo pasan, de esta forma se considera que un suelo es grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en el tamiz No. 200 y fino si mas del 50% de sus partículas son menores que dicho tamiz.

Los suelos se designan por símbolos de grupo. El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo. Los prefijos son las iniciales de los nombres en ingles de los seis principales tipos de suelos (grava, arena, limo, arcilla, suelos orgánicos de grano fino y turbas), mientras que los sufijos indican subdivisiones en dichos grupos.

4.1.1 Suelos gruesos. Se dividen en gravas y arena, y se separan con el tamiz No. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo de grava si más del 50% retiene el tamiz No. 4 y pertenecerá al grupo arena en caso contrario.

4.1.2 Suelos finos. El sistema unificado considera los suelos finos divididos entre grupos: limos inorgánicos (M), arcillas inorgánicas © y limos y arcillas orgánicas (O). Cada uno de estos suelos se subdivide a su vez según su límite líquido, en dos grupos cuya frontera es $LI = 50\%$. Si el límite líquido del suelo es menor de 50 se añade al símbolo general la letra L (low compresibility). Si es mayor de 50 se añade la letra H (high compresibility). Obteniéndose de este modo los siguientes tipos de suelos:

- ML: Limos Inorgánicos de baja compresibilidad.
- OL: Limos y arcillas orgánicas.

- CL: Arcillas inorgánicas de baja compresibilidad.
- CH. Arcillas inorgánicas de alta compresibilidad.
- MH: Limos inorgánicos de alta compresibilidad.
- OH: arcillas y limos orgánicas de alta compresibilidad.

El sistema Unificado de clasificación de suelos, utiliza como identificación los siguientes símbolos:

Símbolo	G	S	M	C	O	Pt	H	L	W	P
Descripción	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos o arcillas orgánicas	Turba y suelos altamente orgánicos	Alta plasticidad	Baja plasticidad	Bien graduado	Mal graduado

Cuadro 6 Símbolos de los diferentes suelos según la clasificación S.U.C.S

Fracción Gruesa (FG)= 100% menos lo que pasa el tamiz No. 200.

Para que el suelo sea una grava debe cumplirse lo siguiente:

Retiene el tamiz No. 4 $> \frac{1}{2}$ FG

Retiene el tamiz No. 4: 100 menos lo que pasa el tamiz No. 4

Para que el suelo sea una arena debe cumplirse lo siguiente:

Retiene el tamiz No. 4 $< \frac{1}{2}$ FG

Las gravas con 5 a 12% de finos requieren el uso de símbolos dobles: GW-GM grava bien graduada con limo; GW-GC grava bien graduada con arcilla;

GP-GM grava mal graduada con limo; GP-GC grava mal graduada con arcilla.

Las arenas con 5 a 12% de finos requieren el uso de símbolos dobles: SW-SM arenas bien graduada con limo; SW-SC arenas bien graduada con arcilla; SP-SM arena mal graduada con limo; SP-SC arena mal graduada con arcilla.

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

C_u : Coeficiente de uniformidad. C_c : Coeficiente de curvatura.

Si los límites de Atterberg se sitúan en el área sombreada de la carta de plasticidad, el suelo es una arcilla limosa CL-ML.

Si el suelo contiene _ 15% de arena, añada “con arena” al nombre del grupo.

Si el suelo contiene _ 15% de grava añada “con grava” al nombre del grupo.

Si el suelo contiene 15 a 29% mayos de la malla No. 200 añada “con arena” o “con grava”, el que sea predominante.

Si el suelo contiene _ 30% mayor de la malla No. 200, predominantemente arena, añada “arenoso” al nombre del grupo.

Si el suelo contiene _ 30% mayor de la malla No. 200, predominantemente grava, añada “gravoso” al nombre del grupo.³⁴

³⁴ <http://materias.fi.uba.ar/6408/santamarina.pdf>

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)

INCLUYENDO IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN

DIVISIÓN MAYOR				SÍMBOLO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO	
SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 ⊕ Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 ⊕ son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 4 PARA CLASIFICACIÓN VISUAL PUEDE USARSE ½ cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4	GRAVAS LIMPIAS Poco o nada de partículas finas	GW	Gravas bien graduadas,mezclas de grava y arena con poco o nada de finos		COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD Cu: mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA Cc: entre 1 y 3. Cu = D60 / D10 Cc = (D30)² / (D10)(D60)	
			GP	Gravas mal graduadas,mezclas de grava y arena con poco o nada de finos			
		GRAVA CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas	* GM	d	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo		LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.
			u				
	ARENA LIMPIA Poco o nada de partículas finas	GC	Gravas arcillosas,mezclas de gravas,arena y arcilla		LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.		
		SW	Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.				
	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla No. 4 PARA CLASIFICACIÓN VISUAL PUEDE USARSE ½ mm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4	ARENA CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas	SP	Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.		No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW	
			* SM	d	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.		
		u					
		SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.		LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.		
SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla número 200 ⊕ Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla No.200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.	LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido menor de 50	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.		G – Grava, S – Arena, O – Suelo Orgánico, P – Turba, M – Limo C – Arcilla, W – Bien Graduada, P – Mal Graduada, L – Baja Compresibilidad, H – Alta Compresibilidad		
		CL	Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.				
		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.				
	LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido Mayor de 50	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, más elásticos.		CARTA DE PLASTICIDAD (S.U.C.S.)		
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.				
		OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.				
	SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	P	Turbas y otros suelos altamente orgánicos.				

** CLASIFICACIÓN DE FRONTERA- LOS SUELOS QUE POSEAN LAS CARACTERÍSTICAS DE DOS GRUPOS SE DESIGNAN CON LA COMBINACIÓN DE LOS DOS SÍMBOLOS; POR EJEMPLO GW-GC, MEZCLA DE ARENA Y GRAVA BIEN GRADUADAS CON CEMENTANTE ARCILLOSO.

⊕ TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS U.S. STANDARD.

* LA DIVISIÓN DE LOS GRUPOS GM Y SM EN SUBDIVISIONES d y u SON PARA CAMINOS Y AEROPUERTOS UNICAMENTE, LA SUB-DIVISIÓN ESTA BASADA EN LOS LÍMITES DE ATTERBERG EL SUFIO d SE USA CUANDO EL L.L. ES DE 28 O MENOS Y EL I.P. ES DE 6 O MENOS. EL SUFIO u ES USADO CUANDO EL L.L. ES MAYOR QUE 28.

Cuadro 7 Clasificación S.U.C.S.³⁵

³⁵ <http://www.ingenieroambiental.com/2070/suelosSUCS.doc>

La Clasificación S.U.C.S. se la realizó mediante muestras alteradas obtenidas del Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

La clasificación S.U.C.S. permite obtener los siguientes parámetros necesarios para el estudio de la presente investigación: Humedad Natural, Límite Líquido, Límite de Plasticidad, Índice Plástico, Gravedad Específica.

A continuación se encuentran los resultados obtenidos mediante la clasificación S.U.C.S. junto con el perfil estratigráfico, el número de golpes obtenidos mediante el Ensayo de Penetración Estándar y el cuadro de resultados de la Gravedad Específica de Sólidos.

4.2.1 PRIMER SONDEO:

Wn = Contenido de humedad.
WL = Límite líquido.
P = Índice plástico.

SIMBOLOGÍA

GRAVEDAD ESPECÍFICA DE SÓLIDOS							
SONDEO N°	1	1	1	1	1	1	1
PROFUNDIDAD (m.)	1	2	3	4	5		
MATRAZ N°	1	2	1	2	1		
TEMPERATURA (°C)	21,5	22,6	17,7	17,9	17,3		
MASA MATRAZ (gr)	189,47	206,20	189,47	206,20	189,47		
MASA SUELO SECO (gr)	48,87	49,26	49,29	49,47	49,07		
MASA MATRAZ MAS SUELO SECO (gr)	238,34	255,46	238,76	255,67	238,54		
MASA DE MATRAZ MAS AGUA (gr)	688,03	704,34	688,42	704,76	688,50		
MASA DE MATRAZ MAS MASA SUELO SECO MAS AGUA (gr)	718,88	735,51	719,53	736,21	719,60		
GRAVEDAD ESPECÍFICA SÓLIDOS (Gs)	2,712	2,723	2,711	2,745	2,731		

GRAVEDAD ESPECÍFICA DE SÓLIDOS						
SONDEO N°	2	2	2	2	2	2
PROFUNDIDAD (m)	1	2	3	4	5	
MATRAZ N°	2	1	1	2	1	
TEMPERATURA (°C)	17,1	22,4	19,7	22,1	17,0	
MASA MATRAZ (gr)	206,20	189,47	189,47	206,20	189,47	
MASA SUELO SECO (gr)	49,48	49,52	48,82	48,77	49,53	
MASA MATRAZ MAS SUELO SECO (gr)	255,68	238,99	238,29	254,97	239,00	
MASA DE MATRAZ MAS AGUA (gr)	704,85	687,70	688,21	704,53	688,30	
MASA DE MATRAZ MAS MASA SUELO SECO MAS AGUA (gr)	735,89	719,48	717,69	735,58	719,51	
GRAVEDAD ESPECÍFICA SÓLIDOS (Gs)	2,683	2,791	2,524	2,752	2,704	

GRAVEDAD ESPECÍFICA DE SÓLIDOS						
SONDEO N°	3	3	3	3	3	3
PROFUNDIDAD (m.)	1	2	3	4	5	
MATRAZ N°	2	1	2	2	2	
TEMPERATURA (°C)	19,6	19,2	18,2	16,0	18,1	
MASA MATRAZ (gr)	206,20	189,47	206,20	206,20	206,20	
MASA SUELO SECO (gr)	49,65	49,66	49,61	49,71	49,64	
MASA MATRAZ MAS SUELO SECO (gr)	255,85	239,13	255,81	255,91	255,84	
MASA DE MATRAZ MAS AGUA (gr)	704,12	687,53	704,65	705,09	704,69	
MASA DE MATRAZ MAS MASA SUELO SECO MAS AGUA (gr)	736,02	719,41	736,17	736,15	736,19	
GRAVEDAD ESPECÍFICA SÓLIDOS (Gs)	2,797	2,793	2,742	2,665	2,736	

GRAVEDAD ESPECÍFICA DE SÓLIDOS						
SONDEO N°	4	4	4	4	4	4
PROFUNDIDAD (m.)	1	2	3	4	5	
MATRAZ N°	2	1	1	2	1	
TEMPERATURA (°C)	19,1	19,6	17,9	16,5	19,0	
MASA MATRAZ (gr)	206,20	189,47	189,47	206,20	189,47	
MASA SUELO SECO (gr)	49,65	49,69	49,51	49,47	49,67	
MASA MATRAZ MAS SUELO SECO (gr)	255,85	239,16	238,98	255,67	239,14	
MASA DE MATRAZ MAS AGUA (gr)	704,29	687,39	688,02	704,92	687,65	
MASA DE MATRAZ MAS MASA SUELO SECO MAS AGUA (gr)	736,12	719,26	719,52	736,11	719,21	
GRAVEDAD ESPECÍFICA SÓLIDOS (Gs)	2,786	2,788	2,749	2,706	2,743	

PROYECTO: TESIS		FECHA: 09 - Junio - 2010	
UBICACIÓN: PUERTO QUITO		PERFOR. No.: 5	

PROF. (m)	No. de Golpes	Tipo, Olor, Color, Consistencia	Resumen Gráfico del Estudio (No. De Golpes)										ENSAYOS DE LABORATORIO									
													GRANULOMETRIA (%)									
													(PASA TAMIZ No.)									
													4	10	40	200	LÍMITES				Wn	
																	WL		IP			

GRAVEDAD ESPECÍFICA DE SÓLIDOS						
SONDEO Nº	5	5	5	5	5	5
PROFUNDIDAD (m.)	1	2	3	4	5	5
MATRAZ Nº	2	1	2	1	2	2
TEMPERATURA (°C)	19,8	18,9	17,6	16,7	18,7	18,7
MASA MATRAZ (gr)	206,20	189,47	206,20	189,47	206,20	206,20
MASA SUELO SECO (gr)	49,65	49,66	49,61	49,71	49,64	49,64
MASA MATRAZ MAS SUELO SECO (gr)	255,85	239,13	255,81	239,18	255,84	255,84
MASA DE MATRAZ MAS AGUA (gr)	703,86	687,79	704,76	688,29	704,80	704,80
MASA DE MATRAZ MAS MASA SUELO SECO MAS AGUA (gr)	735,61	719,62	736,34	719,75	736,46	736,46
GRAVEDAD ESPECÍFICA SÓLIDOS (Gs)	2,774	2,785	2,751	2,725	2,761	2,761

4.3 ENSAYO DE CONSOLIDACION

Al someter una masa de suelo saturado a un incremento de carga, esta es soportada inicialmente por el agua contenida en los poros, ya que ella es incompresible en comparación con la estructura del suelo. La presión que resulta en el agua a causa del incremento de la carga es llamada exceso de presión hidrostática. A medida que el agua drena de los poros del suelo, el incremento de carga es transmitido a la estructura del suelo. La transferencia de carga es acompañada por un cambio en el volumen del suelo igual al volumen de agua drenada. Este proceso es conocido como consolidación. Este es un proceso que tiene un tiempo acotado de ocurrencia, comienza cuando se aplica el incremento de carga, y finaliza cuando la presión de los poros es igual a la hidrostática, o lo que es lo mismo, cuando se ha producido la totalidad de la transferencia de carga del agua a la estructura de suelo. Terminado este proceso llamado consolidación primaria, el suelo continúa deformándose, aunque en menor magnitud, debido a un reajuste de los granos. A este último proceso se lo denomina consolidación secundaria.

El asiento total, suponiendo que el último valor medido coincide con el momento en que desaparece toda la sobrepresión intersticial creada al aplicar la carga, es una medida de la deformación del esqueleto del suelo. Si se realizan varios escalones de carga, se obtendrá una curva de compresibilidad, que relaciona la presión efectiva (en escala logarítmica) con la deformación del esqueleto mineral, expresada por el índice de poros o

relación de vacíos. El propósito fundamental del ensayo de consolidación es determinar ciertos parámetros que se utilizan para predecir la velocidad y la magnitud del asentamiento de estructuras fundadas sobre arcillas. Además, el ensayo permite obtener información acerca de la historia de presiones a que ha sido sometido el suelo.

Los parámetros mas importantes que se obtienen del suelo al realizar el ensayo son:

- a) El coeficiente de consolidación (c_v), que indica el grado de asentamiento del suelo bajo un cierto incremento de carga y vinculado a la velocidad del mismo.
- b) El índice de compresibilidad (C_c), que expresa la compresibilidad de una muestra.
- c) La presión de pre consolidación (P_c), que indica la máxima presión que ha soportado el suelo en su historia geológica.

El ensayo se lo realizo mediante dos métodos:

- 1. Método Manual
- 2. Método Computarizado³⁶

4.3.1 EQUIPO NECESARIO (MÉTODO MANUAL)

1.- Molde del consolidómetro, el cual está compuesto por:

- Base de bronce con canales para permitir el drenaje del agua.

³⁶ <http://www.buenastareas.com/ensayos/Practica-De-Consolidacion/365181.html>

- Anillo de bronce que contiene la muestra de arcilla.
- Anillo de bronce, de sujeción, que vincula la base con el que contiene la muestra mediante tornillos.
- Tornillos de fijación y juntas de goma para sellar las uniones.
- Tubos laterales que se comunican a través de los canales de la base con la piedra porosa inferior.

2.- Juego de dos piedras porosas.

3.- Cabezal de carga.

4.- Mecanismo de transmisión de carga a palancas.

5.- Elementos menores (cuchillo o espátula cortante, probeta, balanza, etc.).

4.3.1.1 PROCEDIMIENTO MÉTODO MANUAL

1- Se coloca en el interior de la base del molde del consolidómetro la piedra porosa inferior.

2- Luego se introduce el anillo que contiene la muestra de suelo a ensayar, colocándose sobre esta 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. Es importante centrar

correctamente las piedras porosas para prevenir el atascamiento contra el anillo durante la prueba.

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 deformímetro 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 0,25 Kg/cm² (25 KPa) - 0,5 Kg/cm² (50 KPa) - 1,00 Kg/cm² (100 KPa) - 2,00 Kg/cm² (200 KPa) - 4,00 Kg/cm² (400 KPa) en la muestra de suelo y se comienza a tomar lecturas de tiempo y deformaciones verticales, para conocer la deformación correspondiente a distintos tiempos.

La secuencia que se utilizó fue: 6 seg, 15 seg, 30 seg, 1 min, 2 min, 5 min, 10 min, 20 min, 40 min, 80 min, 160 min, 320 min, 640 min y 1440 min.

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, registrándose lecturas de tiempo y de deformaciones verticales como en el punto anterior. Se sigue aplicando incrementos de carga hasta que en la grafica de compresibilidad se esté en el tramo recto o virgen. Luego se podrá descargar en decrementos de carga iguales a los primeros incrementos hasta la presión inicial.

8- Al terminar la prueba, se retira el deformímetro 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 (W_d), con lo que se puede calcular peso específico seco final.³⁷

4.3.1.2 MÉTODO DE LOGARITMO DEL TIEMPO

Para una carga incremental dada del ensayo de laboratorio, la curva deformación vs. Logaritmo de tiempo se muestra en la figura adjunta. Las construcciones siguientes son necesarias para determinar c_v :

³⁷ Borfitz Arturo, et. Al, Trabajo Práctico de Laboratorio Nº 6, U.U.N.N.E. Facultad de Ingeniería, Cátedra de Geotecnia

1. Extender la porción de línea recta de la consolidación primaria y secundaria, hasta que se intercepten en el punto A. La ordenada de A es representado por d_{100} , esto es, la deformación en el 100% de consolidación primaria.
2. La porción de curva inicial del gráfico deformación vs. $\log t$ es aproximadamente una parábola en la escala natural. Seleccionando tiempos t_1 y t_2 sobre la porción curva de tal forma que $t_2 = 4t_1$. Hacer que la diferencia de deformación de la muestra durante el tiempo $(t_2 - t_1)$ sea igual a x .
3. Dibujar una línea horizontal DE tal que la distancia vertical BD sea igual a x . La deformación correspondiente a la línea DE es igual a d_0 (esto es, la deformación al 0 % de consolidación).
4. La ordenada del punto F sobre la curva de consolidación representa la deformación al 50% de consolidación primaria, y la abscisa representa el tiempo correspondiente (t_{50}).

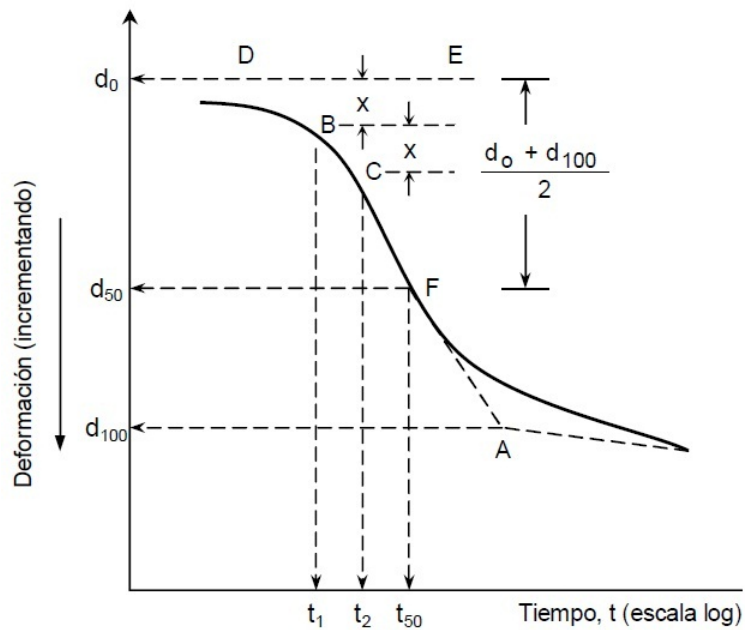


Figura 14 Método de Logaritmo del Tiempo para determinar el coeficiente de consolidación

4.3.2 EQUIPO NECESARIO (MÉTODO COMPUTARIZADO)

1.- Molde del consolidómetro, el cual está compuesto por:

- Depósito de agua.
- Anillo que contiene la muestra de arcilla.
- Anillo de sujeción, que vincula la base con el que contiene la muestra mediante tornillos.
- Tornillos de fijación.
- Tubos laterales que se comunican a través de los canales de la base con la piedra porosa inferior.

2.- Dos discos porosos (superior e inferior).

3.- Distribuidor de presión.

5.- Elementos menores (cuchillo o espátula cortante, probeta, balanza, etc.).

6.- Software Computarizado

4.3.1.3 MÉTODO DE LA RAÍZ CUADRADA DEL TIEMPO

En este método, se realiza un gráfico deformación vs. raíz cuadrada de tiempo para una carga incremental según se muestra en la siguiente figura.

Se requieren también las siguientes construcciones gráficas:

1. Dibujar una línea AB a través de la porción inicial de la curva.
2. Dibujar una línea AC de tal forma que $OC = 1.15 OB$. La abscisa del punto D , la cual es la intersección de AC y la curva de consolidación, nos da la raíz cuadrada de tiempo correspondiente al 90 % de consolidación (t_{90}).

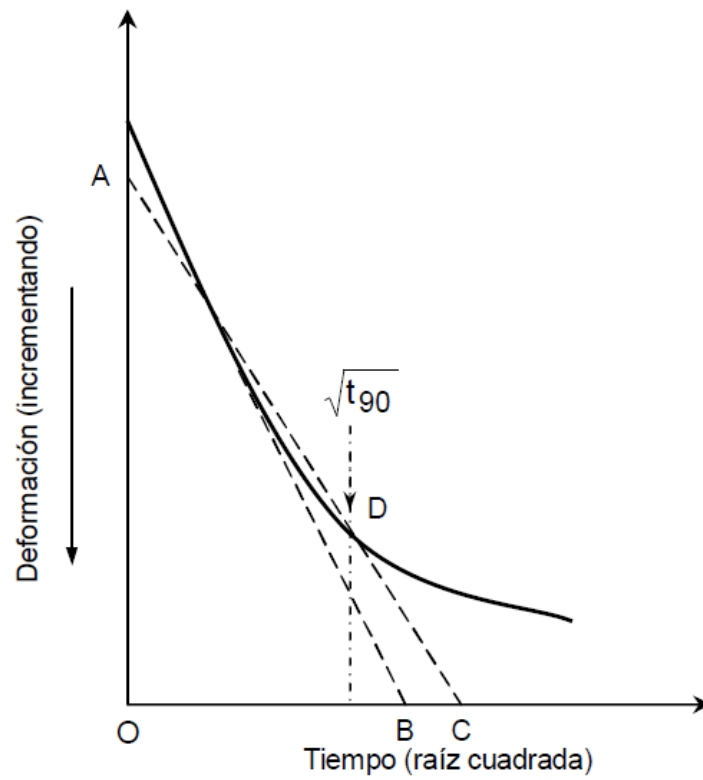


Figura 15. Método de la raíz cuadrada del tiempo³⁸

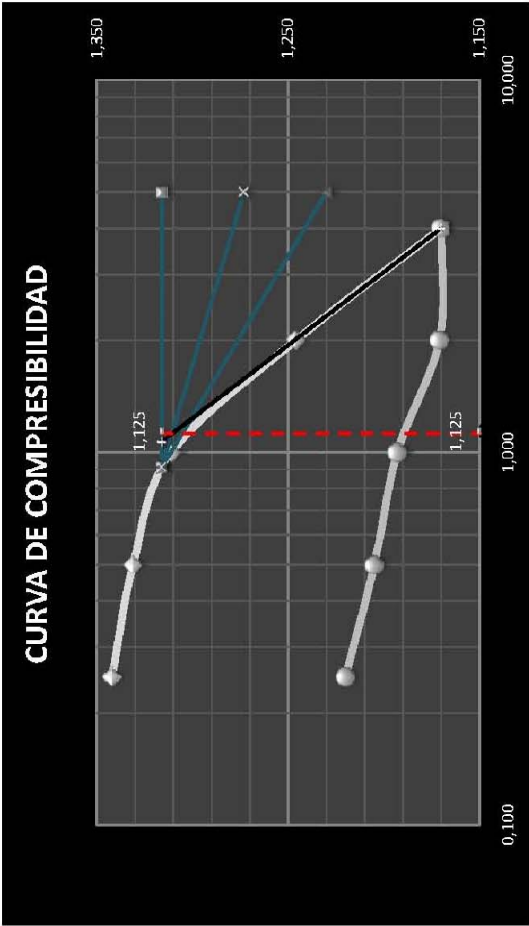
³⁸<http://www.novapdf.com/en/search.html?query=COEFICIENTE+DE+CONSOLIDACION&commit.x=30&commit.y=14>

4.4 RESUMEN DE RESULTADOS

4.4.1 Primer Sondeo

ENSAYO DE CONSOLIDACION	
UBICACIÓN:	PUERTO QUITO (CENTRO FOBLADO EL CABUYAL)
SONDEO N°:	1
PROFUNDIDAD:	1.00 m

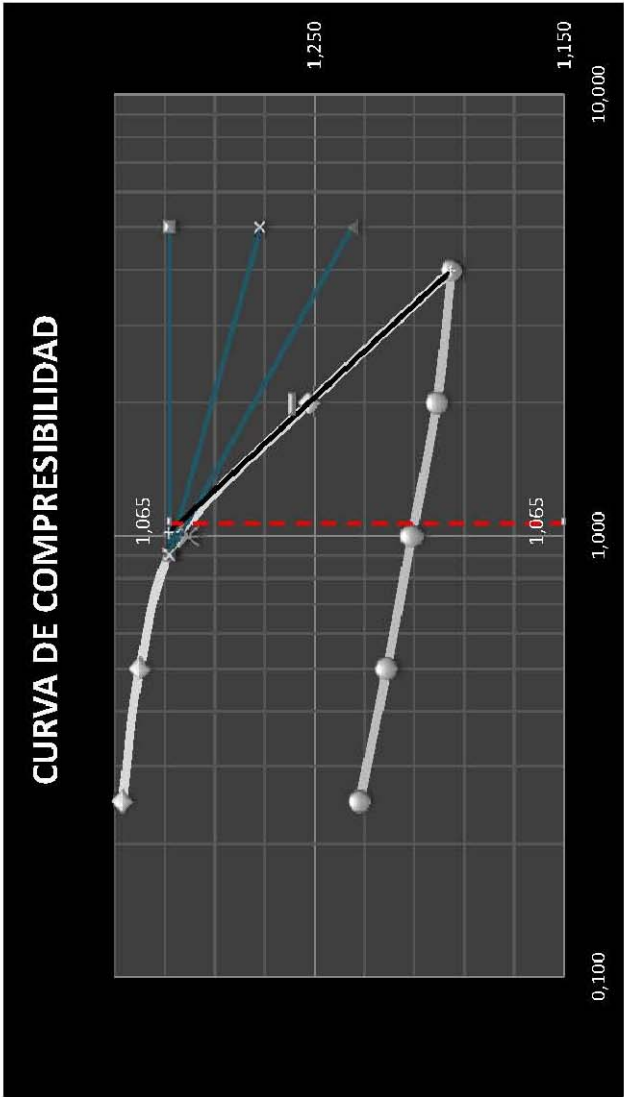
CUADRO DE RESULTADOS	
$\rho_c =$	1,125 kg/cm ³
$C_c =$	0,255
$a_v =$	0,050 cm ² /kg
$m_v =$	0,022 cm ² /kg
$E =$	46,479 kg/cm ²



CURVA DE COMPRESIBILIDAD	
Presion	e
0,250	1,342
0,500	1,331
1,000	1,311
2,000	1,245
4,000	1,170
2,000	1,171
1,000	1,193
0,500	1,205
0,250	1,220

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN		
UBICACIÓN:	PUERTO QUITO (CENTRO POBLADO EL CABUYAL)	
SONDEO N°:	1	
PROFUNDIDAD:	2.00 m	

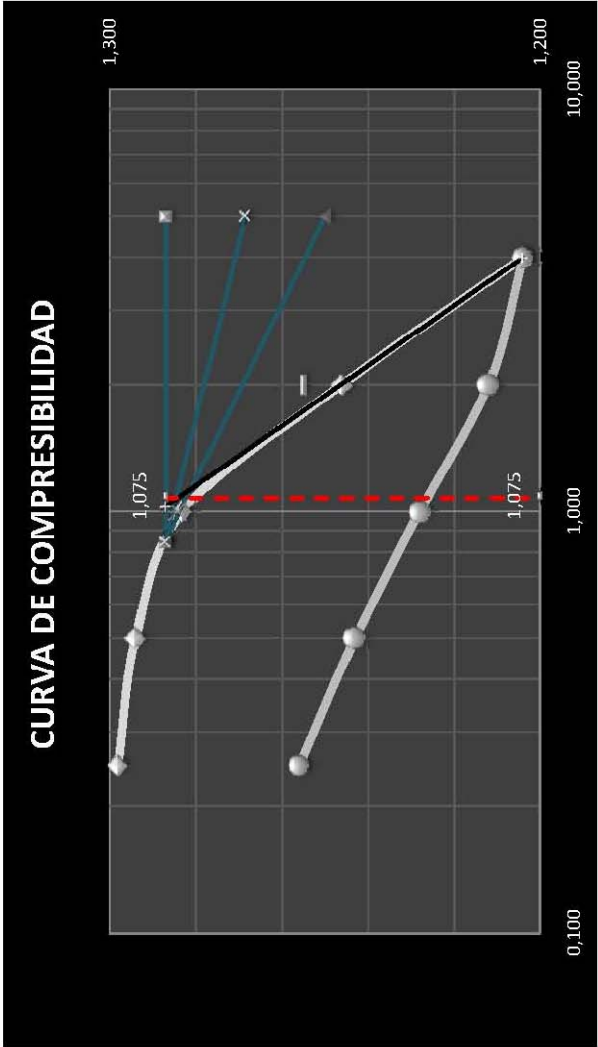
CUADRO DE RESULTADOS	
Pc =	1,065 kg/cm²
Cc =	0,190
av =	0,038 cm²/kg
mv=	0,016 cm²/kg
E=	60,866 kg/cm²



CURVA DE COMPRESIBILIDAD	
PRESION	e
0,250	1,327
0,500	1,320
1,000	1,304
2,000	1,252
4,000	1,195
2,000	1,201
1,000	1,211
0,500	1,221
0,250	1,232

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN		
UBICACIÓN:	PUERTO QUITO (CENTRO POBLADO EL CABUYAL)	
SONDEO Nº:	1	
PROFUNDIDAD:	3.00 m	

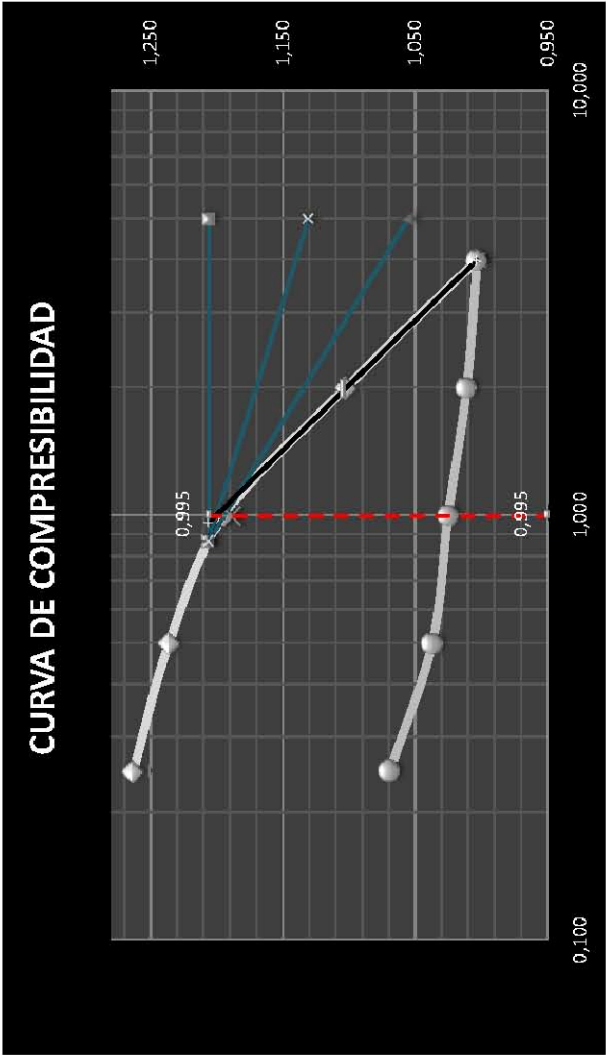
CUADRO DE RESULTADOS	
Pc =	1,075 kg/cm²
Cc =	0,140
av =	0,028 cm²/kg
mv =	0,012 cm²/kg
E=	81,974 kg/cm²



CURVA DE COMPRESIBILIDAD	
PRESION	e
0,250	1,298
0,500	1,294
1,000	1,283
2,000	1,246
4,000	1,204
2,000	1,212
1,000	1,228
0,500	1,243
0,250	1,256

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN	
UBICACIÓN:	PUERTO QUITO (CENTRO POBLADO EL CABUYAL)
SONDEO Nº:	1
PROFUNDIDAD:	4.00 m

CUADRO DE RESULTADOS	
Pc =	0,995 Kg/cm ²
Cc =	0,328
av =	0,067 cm ² /kg
mv=	0,030 cm ² /kg
E =	33,036 Kg/cm ²



CURVA DE COMPRESIBILIDAD	
PRESION	e
0,250	1,263
0,500	1,236
1,000	1,194
2,000	1,102
4,000	1,003
2,000	1,011
1,000	1,025
0,500	1,037
0,250	1,069

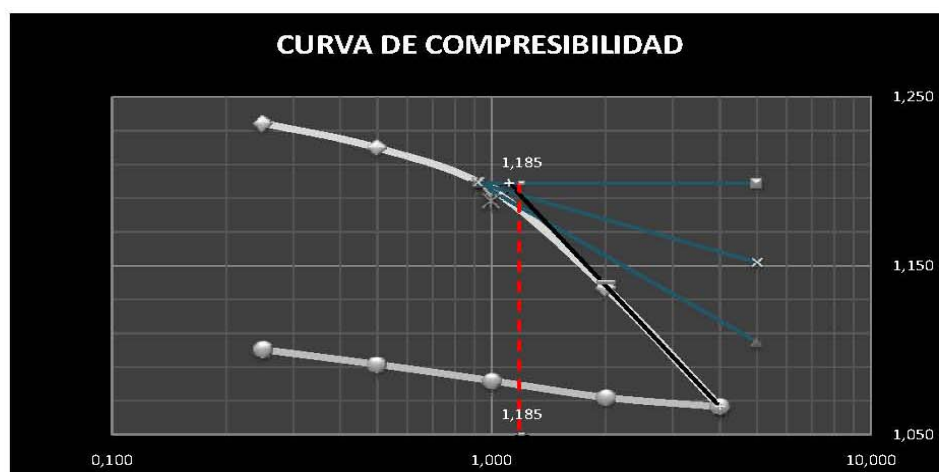
4.4.2 Segundo Sondeo

ENSAYO DE CONSOLIDACION	
UBICACIÓN:	PUERTO QUITO (CENTRO POBLADO EL CABUYAL)
SONDEO N°:	2
PROFUNDIDAD:	1.00 m

[illegible]

DESCARGA				
P	d	E	H	e
2,00	2,0500	8,09	23,280	1,072
1,00	1,9380	7,651	23,392	1,082
0,50	1,8300	7,225	23,500	1,091
0,25	1,7320	6,838	23,598	1,100

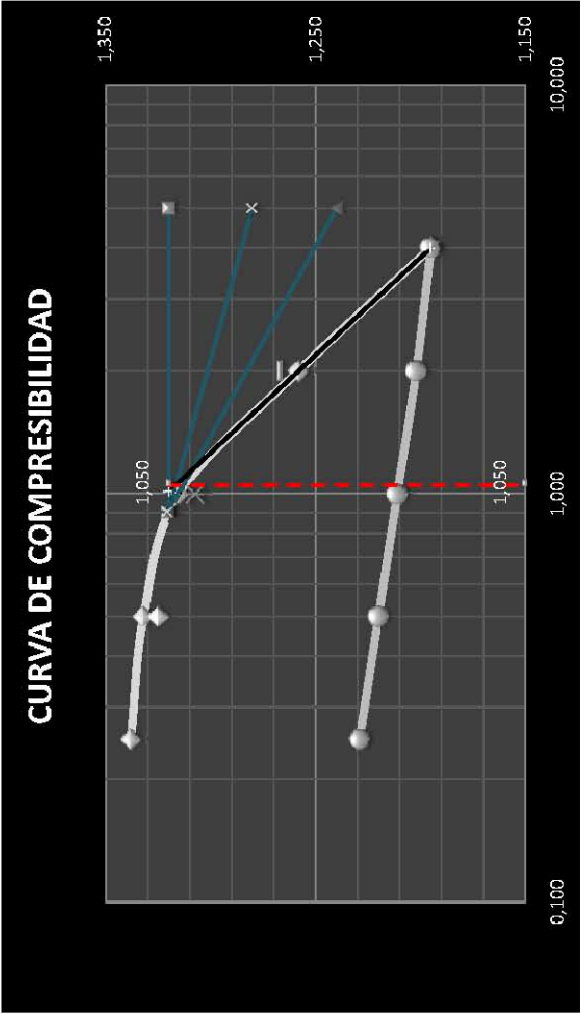
Pc =	1,185	Kg/cm ²
Cc =	0,238	
av =	0,046	cm ² /kg
mv=	0,021	cm ² /kg
E=	47,925	Kg/cm ²
K=	7,27E-09	cm/s



Nota: Consolidómetro Manual

ENSAYO DE CONSOLIDACION	
UBICACION:	PUERTO QUITO (CENTRO POBLADO EL CABUYAL)
SONDEO N°:	2
PROFUNDIDAD:	2.00 m

CUADRO DE RESULTADOS	
Pc =	1,050 Kg/cm²
Cc =	0,209
av =	0,042 cm²/kg
mv =	0,018 cm²/kg
E =	55,494 Kg/cm²

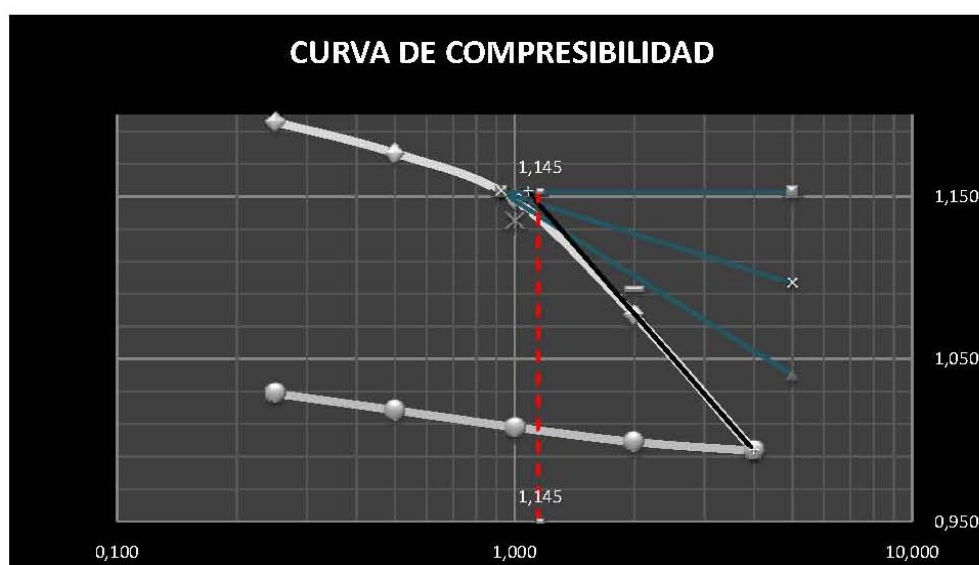


CURVA DE COMPRESIBILIDAD	
PRESION	e
0,250	1,338
0,500	1,332
1,000	1,315
2,000	1,258
4,000	1,195
2,000	1,202
1,000	1,211
0,500	1,220
0,250	1,229

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN	
UBICACIÓN:	PUERTO QUITO (CENTRO POBLADO EL CABUYAL)
SONDEO Nº:	2
PROFUNDIDAD:	3.00 m

DESCARGA				
P	d	E	H	e
2,00	2,4575	9,67	22,963	0,999
1,00	2,3525	9,255	23,068	1,008
0,50	2,2325	8,782	23,188	1,019
0,25	2,1150	8,320	23,305	1,029

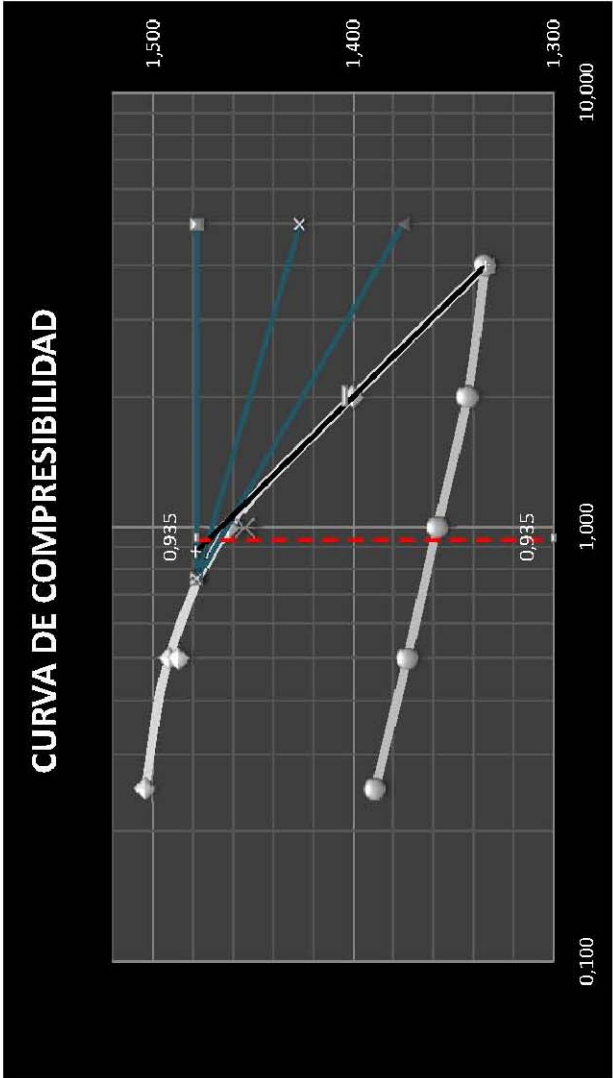
CUADRO DE RESULTADOS		
Pc =	1,145	Kg/cm ²
Cc =	0,281	
av =	0,055	cm ² /kg
mv=	0,025	cm ² /kg
E=	39,410	Kg/cm ²
K=	2,40E-08	cm/s



99

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN		
UBICACIÓN:	PUERTO QUITO (CENTRO POBLADO EL CABUYAL)	
SONDEO Nº:	2	
PROFUNDIDAD:	4.00 m	

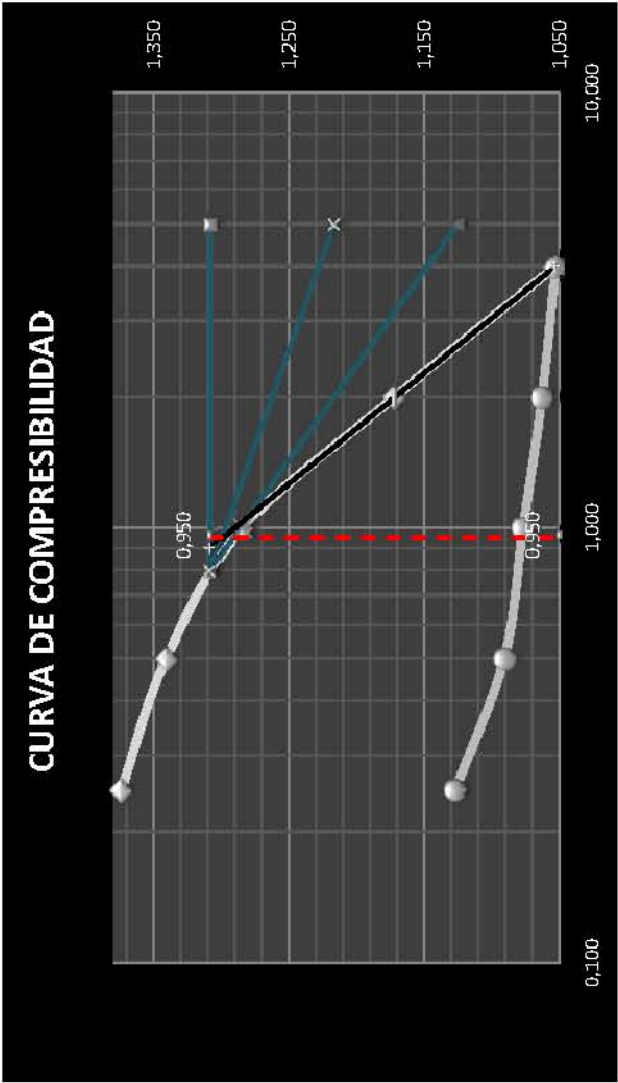
CUADRO DE RESULTADOS	
Pc =	0,935 kg/cm ²
Cc =	0,219
av =	0,046 cm ² /kg
mv=	0,019 cm ² /kg
E=	53,690 kg/cm ²



CURVA DE COMPRESIBILIDAD	
PRESION	e
0,250	1,504
0,500	1,492
1,000	1,462
2,000	1,400
4,000	1,334
2,000	1,343
1,000	1,358
0,500	1,373
0,250	1,389

ENSAYO DE CONSOLIDACION	
UBICACION:	PUERTO QUITO (CENTRO POBLADO EL CABUYAL)
SONDEO N°:	2
PROFUNDIDAD:	5.00 m

CUADRO DE RESULTADOS	
Pc =	0,950 Kg/cm ²
Cc =	0,394
av =	0,082 cm ² /kg
mv =	0,036 cm ² /kg
E =	28.058 Kg/cm ²

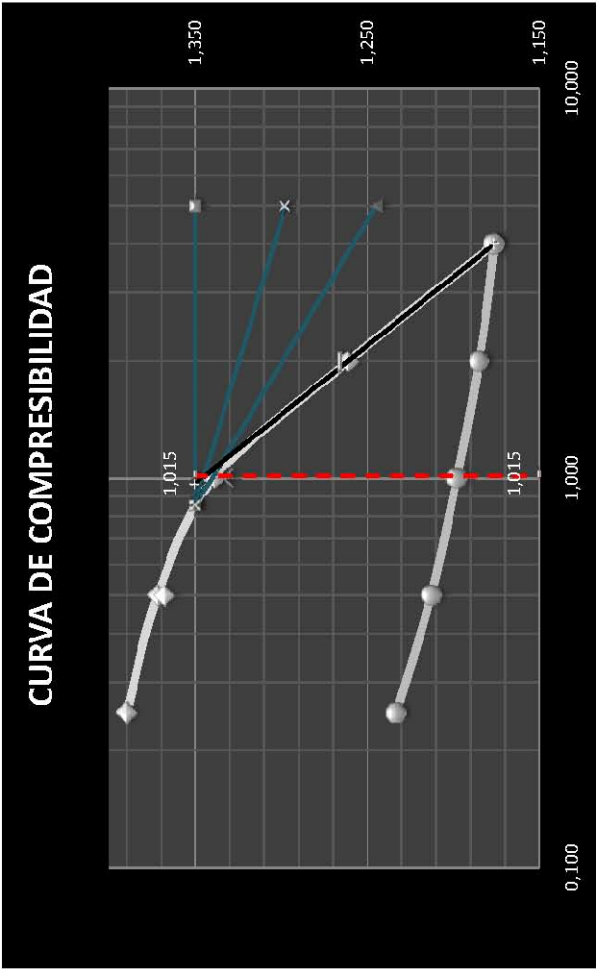


CURVA DE COMPRESIBILIDAD	
PRESION	e
0,250	1,374
0,500	1,341
1,000	1,284
2,000	1,172
4,000	1,053
2,000	1,063
1,000	1,077
0,500	1,091
0,250	1,127

4.4.3 Tercer Sondeo

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN	
UBICACIÓN:	PUERTO QUITO (CENTRO POBLADO EL CABUYAL)
SONDEO N°:	3
PROFUNDIDAD:	1.00 m

CUADRO DE RESULTADOS	
Pc =	1,015 kg/cm²
Cc =	0,283
av =	0,057 cm²/kg
mv =	0,024 cm²/kg
E =	40.922 kg/cm²

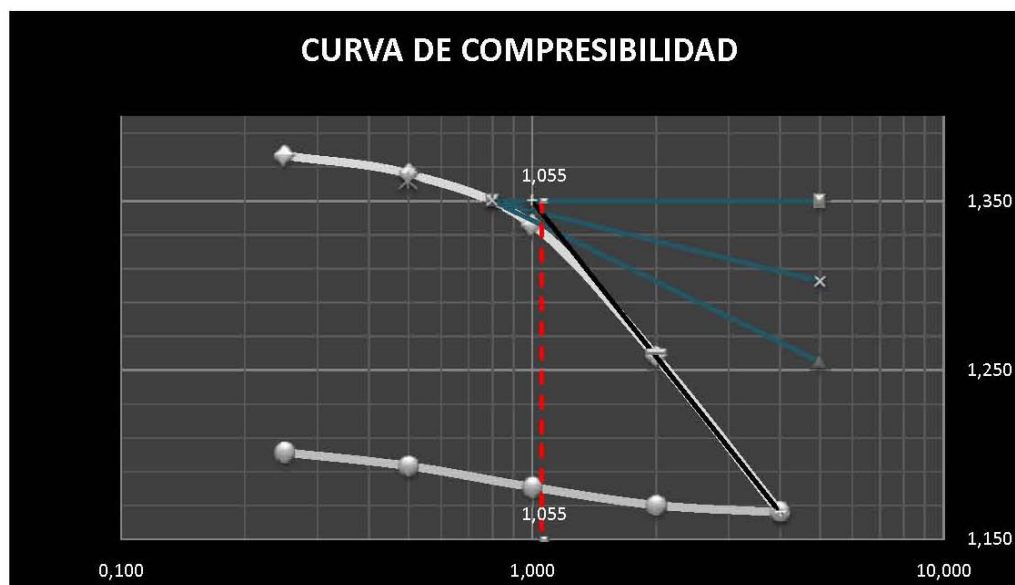


CURVA DE COMPRESIBILIDAD	
PRESION	e
0,250	1,390
0,500	1,372
1,000	1,339
2,000	1,261
4,000	1,176
2,000	1,185
1,000	1,198
0,500	1,213
0,250	1,233

[illegible]

DESCARGA				
P	d	E	H	e
2,00	2,3525	9,29	22,978	1,170
1,00	2,2400	8,843	23,090	1,181
0,50	2,1075	8,320	23,223	1,193
0,25	2,0225	7,985	23,308	1,201

Pc =	1,055	Kg/cm ²
Cc =	0,306	
av =	0,061	cm ² /kg
mv=	0,026	cm ² /kg
E=	38,316	Kg/cm ²
K=	1,35E-08	cm/s



103

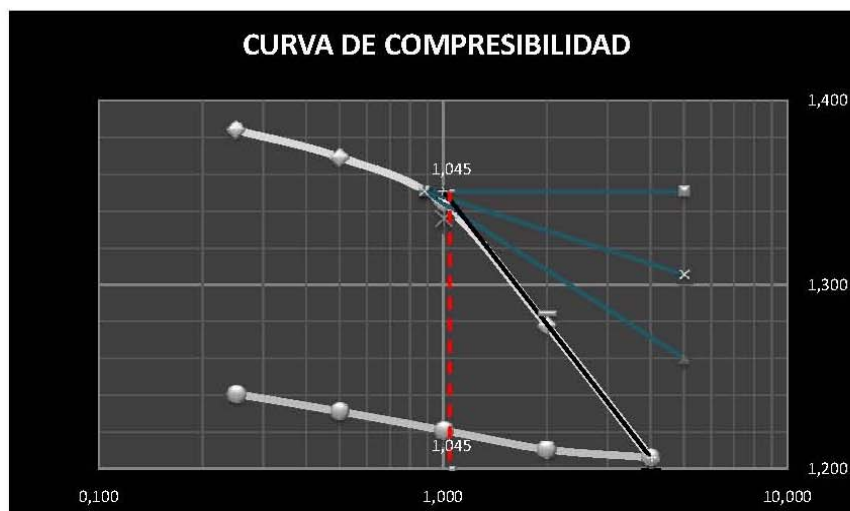
4.4.4 Cuarto Sondeo

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN	
UBICACIÓN:	PUERTO QUITO (CENTRO POBLADO EL CABUYAL)
SONDEO N°:	4
PROFUNDIDAD:	1.00 m

[illegible]

DESCARGA				
P	d	E	H	e
2,00	2,0480	8,09	23,282	1,210
1,00	1,9380	7,651	23,392	1,221
0,50	1,8300	7,225	23,500	1,231
0,25	1,7300	6,830	23,600	1,241

CUADRO DE RESULTADOS		
Pc =	1,045	Kg/cm ²
Cc =	0,241	
av =	0,048	cm ² /kg
mv=	0,021	cm ² /kg
E=	48,661	Kg/cm ²
K=	6,68E-09	cm/s



Nota: Consolidómetro Manual

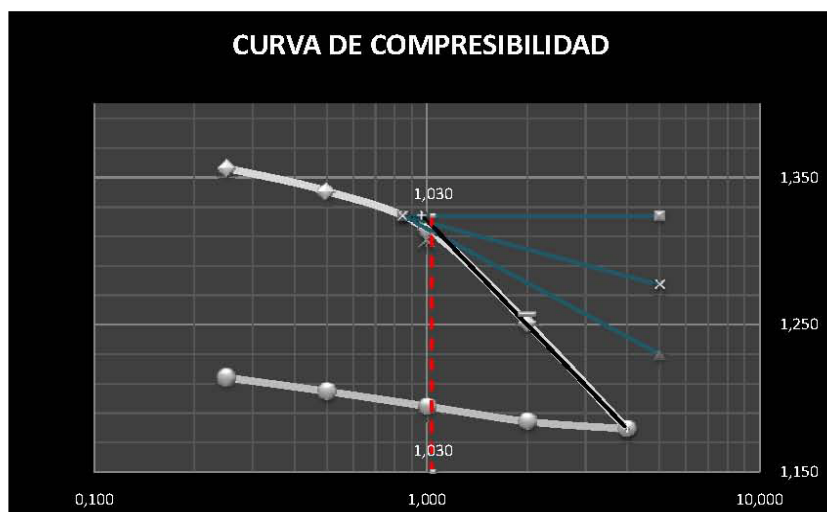
4.4.5 Quinto Sondeo

ENSAYO DE CONSOLIDACION	
UBICACIÓN:	PUERTO QUITO (CENTRO POBLADO EL CABUYAL)
SONDEO N°:	5
PROFUNDIDAD:	1.00 m

CARGA												
P	d	E	H	e	Pm	Hm	t ₅₀	em	av	Cv	Cv m	Km
Kg/cm ²	mm	%	mm		Kg/cm ²	mm	seg		cm ² /Kg	cm ² /s	cm ² /s	cm/seg
0,00	0,000	0,000	25,330	1,377								
					0,125	25,220		1,367				
0,25	0,220	0,869	25,110	1,356			600		0,083	5,18E-04		1,81E-08
					0,375	25,027		1,349			5,07E-04	
0,50	0,386	1,524	24,944	1,341			618		0,062	4,96E-04		1,32E-08
					0,750	24,767		1,324			4,55E-04	
1,00	0,740	2,921	24,590	1,308			720		0,066	4,14E-04		1,19E-08
					1,500	24,321		1,282			4,96E-04	
2,00	1,278	5,045	24,052	1,257			492		0,050	5,79E-04		1,30E-08
					3,000	23,637		1,218			5,35E-04	
4,00	2,1080	8,32	23,222	1,179			540		0,039	4,92E-04		8,79E-09
											4,98E-04	1,30E-08

DESCARGA				
P	d	E	H	e
2,00	2,0540	8,11	23,276	1,184
1,00	1,9440	7,675	23,386	1,195
0,50	1,8360	7,248	23,494	1,205
0,25	1,7360	6,854	23,594	1,214

CUADRO DE RESULTADOS		
Pc =	1,030	Kg/cm ²
Cc =	0,235	
av =	0,048	cm ² /kg
mv =	0,021	cm ² /kg
E =	48,635	Kg/cm ²
K =	1,02E-08	cm/s



Nota: Consolidómetro Manual

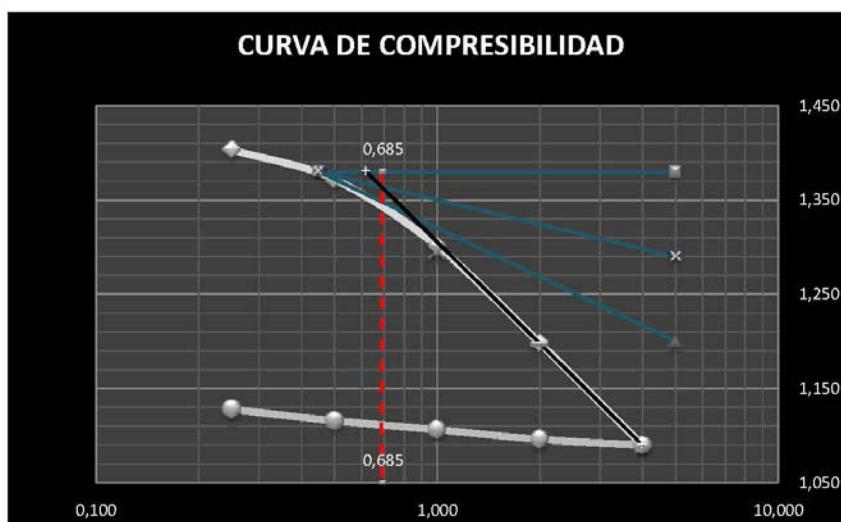
ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

UBICACIÓN:	PUERTO QUITO (CENTRO POBLADO EL CABUYAL)
SONDEO N°:	5
PROFUNDIDAD:	4.00 m

CARGA												
P	d	E	H	e	Pm	Hm	t ₅₀	em	av	Cv	Cv m	Km
Kg/cm2	mm	%	mm		Kg/cm2	mm	seg		cm2/Kg	cm2/s	cm2/s	cm/seg
0,00	0,000	0,000	25,330	1,423								
					0,125	25,225		1,413				
0,25	0,210	0,829	25,120	1,403			660		0,080	4,71E-04		1,57E-08
					0,375	24,955		1,388			5,96E-04	
0,50	0,540	2,132	24,790	1,372			420		0,126	7,21E-04		3,84E-08
					0,750	24,393		1,334			6,56E-04	
1,00	1,335	5,270	23,995	1,296			480		0,152	5,91E-04		3,91E-08
					1,500	23,478		1,246			6,04E-04	
2,00	2,370	9,356	22,960	1,197			420		0,099	6,18E-04		2,79E-08
					3,000	22,401		1,143			1,82E-03	
4,00	3,4875	13,77	21,843	1,090			78		0,053	3,01E-03		7,71E-08
											9,18E-04	3,96E-08

DESCARGA				
P	d	E	H	e
2,00	3,4225	13,51	21,908	1,096
1,00	3,3150	13,087	22,015	1,106
0,50	3,2150	12,692	22,115	1,116
0,25	3,0900	12,199	22,240	1,128

CUADRO DE RESULTADOS		
Pc =	0,685	Kg/cm ²
Cc =	0,358	
av =	0,086	cm ² /kg
mv=	0,036	cm ² /kg
E=	27,718	Kg/cm ²
K=	3,31E-08	cm/s



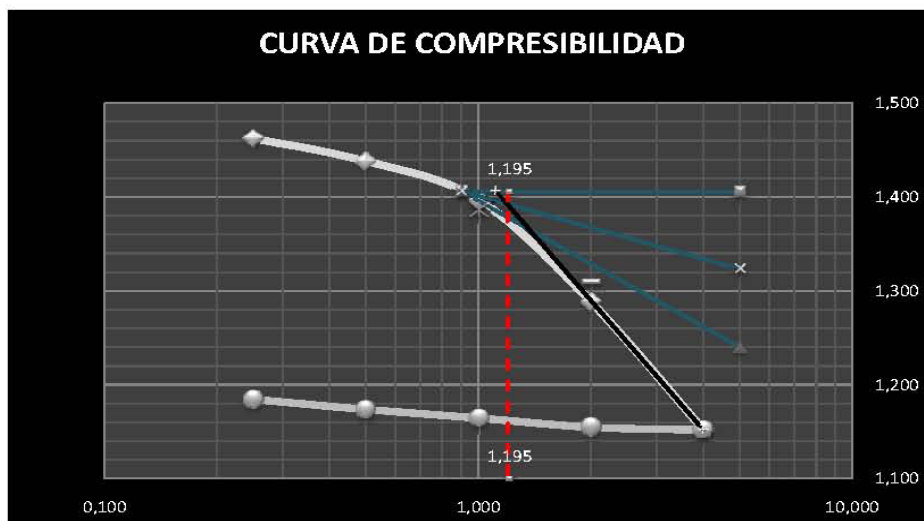
Nota: Consolidómetro Manual

ENSAYO DE CONSOLIDACION	
UBICACIÓN:	PUERTO QUITO (CENTRO POBLADO EL CABUYAL)
SONDEO N°:	5
PROFUNDIDAD:	5.00 m

CARGA												
P	d	E	H	e	Pm	Hm	t ₅₀	em	av	Cv	Cv m	Km
Kg/cm ²	mm	%	mm		Kg/cm ²	mm	seg		cm ² /Kg	cm ² /s	cm ² /s	cm/seg
0,00	0,000	0,000	25,420	1,485								
					0,125	25,306		1,473				
0,25	0,228	0,895	25,193	1,462			1800		0,089	1,74E-04		6,27E-09
					0,375	25,069		1,450			2,15E-04	
0,50	0,475	1,869	24,945	1,438			1200		0,097	2,55E-04		1,01E-08
					0,750	24,683		1,412			3,65E-04	
1,00	1,000	3,934	24,420	1,387			618		0,103	4,75E-04		2,04E-08
					1,500	24,025		1,348			5,17E-04	
2,00	1,790	7,042	23,630	1,310			492		0,077	5,59E-04		1,87E-08
					3,000	22,823		1,231			1,08E-03	
4,00	3,4050	13,39	22,015	1,152			150		0,079	1,59E-03		5,84E-08
											5,43E-04	2,28E-08

DESCARGA				
P	d	E	H	e
2,00	3,3750	13,28	22,045	1,155
1,00	3,2750	12,884	22,145	1,164
0,50	3,1800	12,510	22,240	1,174
0,25	3,0700	12,077	22,350	1,184

CUADRO DE RESULTADOS		
Pc =	1,195	Kg/cm ²
Cc =	0,458	
av =	0,088	cm ² /kg
mv =	0,037	cm ² /kg
E =	27,296	Kg/cm ²
K =	1,99E-08	cm/s



Nota: Consolidómetro Manual

CAPITULO 5 INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1 ANALISIS DE CORRELACIONES DEL INDICE DE COMPRESIBILIDAD POR AUTOR

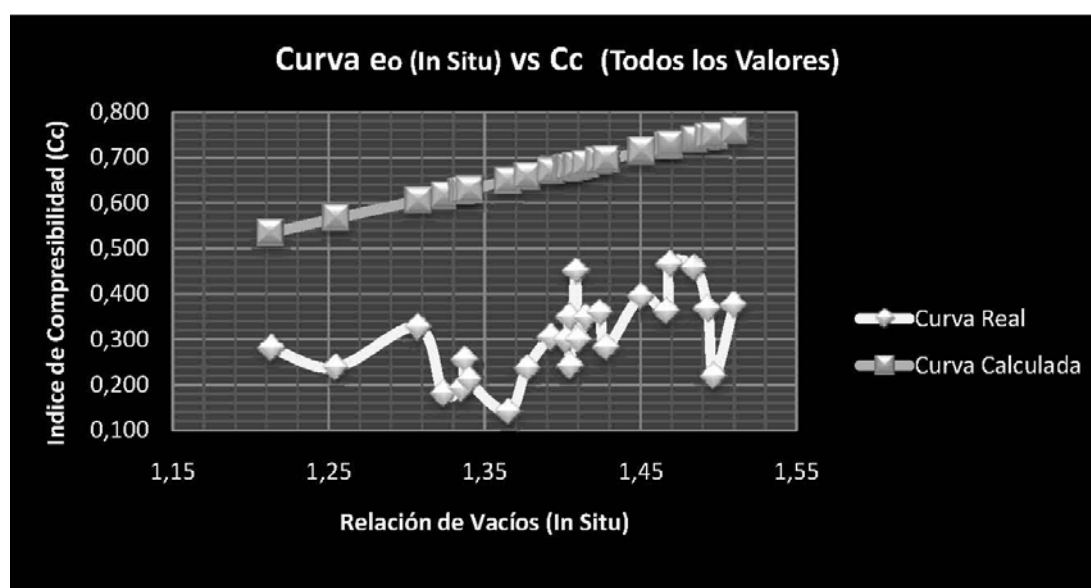
CUADRO DE RESUMEN													
Sondeo Nº	Profundidad (m)	N _{gr}	Contenido de Humedad Natural (In Situ)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)	Clasificación S.U.C.S.	Relación de Vacíos (In Situ)	Índice de Compresibilidad (C _c)	Gravedad Específica Sólidos (G _s)	σ' _p T/m ²	σ' _o T/m ²	σ' _p > σ' _o
1	1	9	45.70	76	48	28	N/H	1.34	0.255	2.712	11.250	1.690	Preconsolidado
	2	6	48.10	74	47	27	N/H	1.34	0.190	2.723	10.650	3.420	Preconsolidado
	3	12	46.10	75	47	28	N/H	1.37	0.140	2.711	10.750	5.090	Preconsolidado
	4	10	43.70	71	46	25	N/H	1.31	0.328	2.745	9.950	6.800	Preconsolidado
	5	19	36.38	70	45	25	N/H	1.32	0.180	2.731	11.500	8.403	Preconsolidado
2	1	10	43.30	87	49	38	N/H	1.25	0.238	2.683	11.850	1.706	Preconsolidado
	2	14	44.00	76	45	31	N/H	1.34	0.209	2.791	10.500	3.426	Preconsolidado
	3	13	43.88	74	42	32	N/H	1.21	0.281	2.524	11.450	5.067	Preconsolidado
	4	11	51.00	72	45	27	N/H	1.50	0.219	2.752	9.350	6.707	Preconsolidado
	5	16	46.50	72	44	28	N/H	1.45	0.394	2.704	9.500	8.327	Preconsolidado
3	1	16	43.00	74	44	30	N/H	1.43	0.283	2.797	10.150	1.650	Preconsolidado
	2	17	41.69	93	46	47	N/H	1.39	0.306	2.793	10.550	3.304	Preconsolidado
	3	15	45.95	89	48	41	N/H	1.51	0.374	2.742	10.300	4.899	Preconsolidado
	4	20	45.93	77	43	34	N/H	1.40	0.350	2.665	7.300	6.517	Preconsolidado
	5	22	46.28	81	47	34	N/H	1.47	0.466	2.736	11.700	8.138	Preconsolidado
4	1	21	42.18	83	46	37	N/H	1.40	0.241	2.786	10.450	1.647	Preconsolidado
	2	20	41.44	96	50	46	N/H	1.41	0.300	2.788	10.750	3.284	Preconsolidado
	3	15	44.44	77	45	32	N/H	1.47	0.361	2.749	10.300	4.894	Preconsolidado
	4	17	45.47	81	47	34	N/H	1.41	0.348	2.706	7.100	6.524	Preconsolidado
	5	16	46.10	82	48	34	N/H	1.41	0.450	2.743	12.050	8.188	Preconsolidado
5	1	7	42.63	76	45	31	N/H	1.38	0.235	2.774	10.300	1.664	Preconsolidado
	2	15	41.54	92	48	44	N/H	1.40	0.300	2.785	10.900	3.305	Preconsolidado
	3	18	44.97	73	45	28	N/H	1.49	0.367	2.751	10.700	4.905	Preconsolidado
	4	15	45.15	71	42	29	N/H	1.42	0.358	2.725	6.850	6.537	Preconsolidado
	5	16	46.36	83	48	35	N/H	1.48	0.458	2.761	11.950	8.163	Preconsolidado

$$C_c = 0,75(e_0 - 0,5) \quad - \quad \text{Para Suelos de Baja Plasticidad}$$

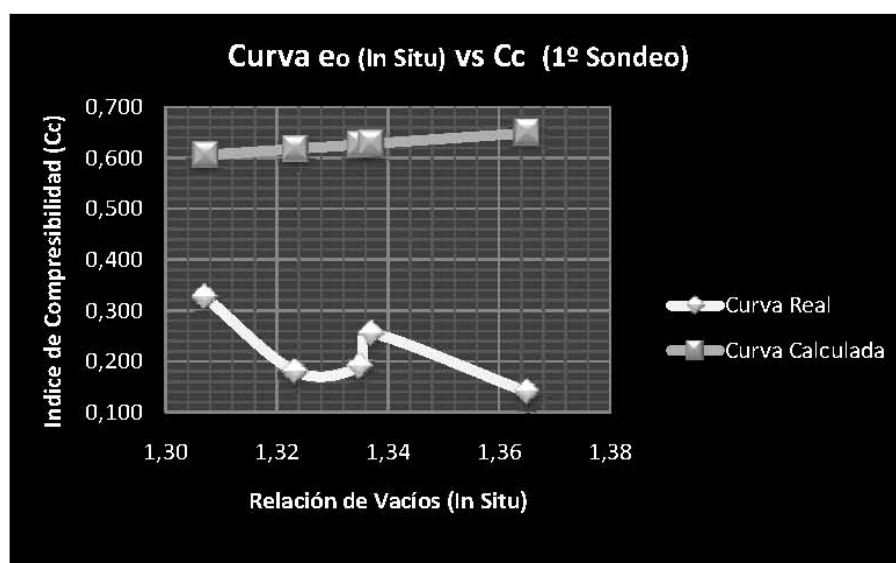
$$C_c = A(e_0 - B)$$

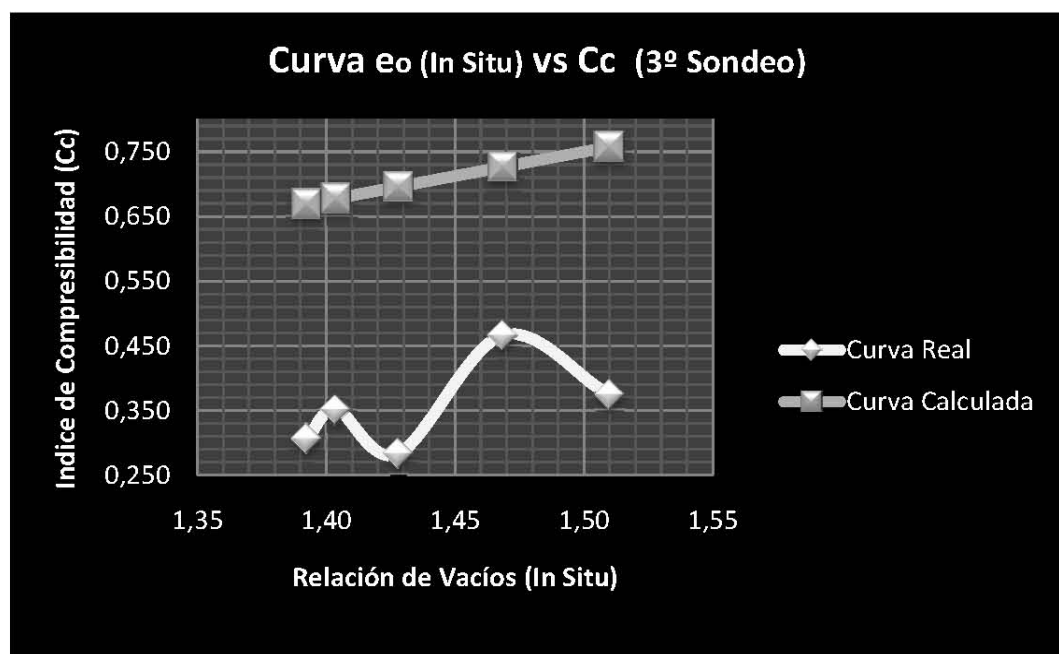
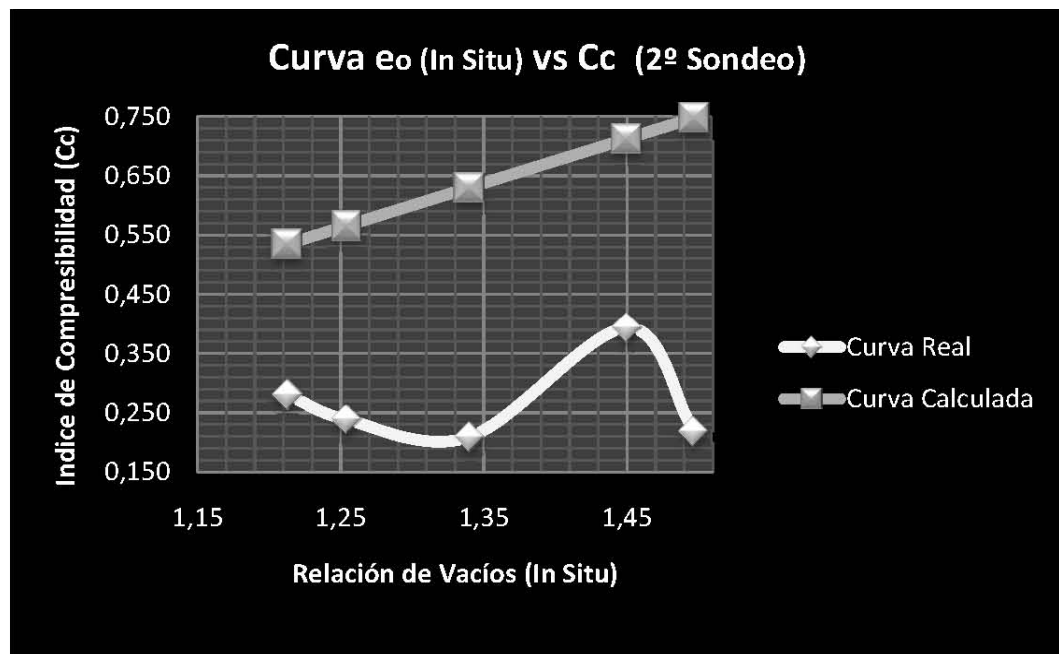
CORRELACIÓN PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo N°	Relación de Vacíos (in situ)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	1,34	0,750	0,500	0,255	0,628
2		1,34	0,750	0,500	0,190	0,626
3		1,37	0,750	0,500	0,140	0,649
4		1,31	0,750	0,500	0,328	0,605
5		1,32	0,750	0,500	0,180	0,618
1	2	1,25	0,750	0,500	0,238	0,566
2		1,34	0,750	0,500	0,209	0,630
3		1,21	0,750	0,500	0,281	0,535
4		1,50	0,750	0,500	0,219	0,748
5		1,45	0,750	0,500	0,394	0,713
1	3	1,43	0,750	0,500	0,283	0,696
2		1,39	0,750	0,500	0,306	0,669
3		1,51	0,750	0,500	0,374	0,757
4		1,40	0,750	0,500	0,350	0,678
5		1,47	0,750	0,500	0,466	0,726
1	4	1,40	0,750	0,500	0,241	0,679
2		1,41	0,750	0,500	0,300	0,682
3		1,47	0,750	0,500	0,361	0,725
4		1,41	0,750	0,500	0,348	0,686
5		1,41	0,750	0,500	0,450	0,681
1	5	1,38	0,750	0,500	0,235	0,658
2		1,40	0,750	0,500	0,300	0,677
3		1,49	0,750	0,500	0,367	0,745
4		1,42	0,750	0,500	0,358	0,693
5		1,48	0,750	0,500	0,458	0,738

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo N°	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
2	3	1,21	0,281	0,535
2	1	1,25	0,238	0,566
1	4	1,31	0,328	0,605
1	5	1,32	0,180	0,618
1	2	1,34	0,190	0,626
1	1	1,34	0,255	0,628
2	2	1,34	0,209	0,630
1	3	1,37	0,140	0,649
5	1	1,38	0,235	0,658
3	2	1,39	0,306	0,669
5	2	1,40	0,300	0,677
3	4	1,40	0,350	0,678
4	1	1,40	0,241	0,679
4	5	1,41	0,450	0,681
4	2	1,41	0,300	0,682
4	4	1,41	0,348	0,686
5	4	1,42	0,358	0,693
3	1	1,43	0,283	0,696
2	5	1,45	0,394	0,713
4	3	1,47	0,361	0,725
3	5	1,47	0,466	0,726
5	5	1,48	0,458	0,738
5	3	1,49	0,367	0,745
2	4	1,50	0,219	0,748
3	3	1,51	0,374	0,757

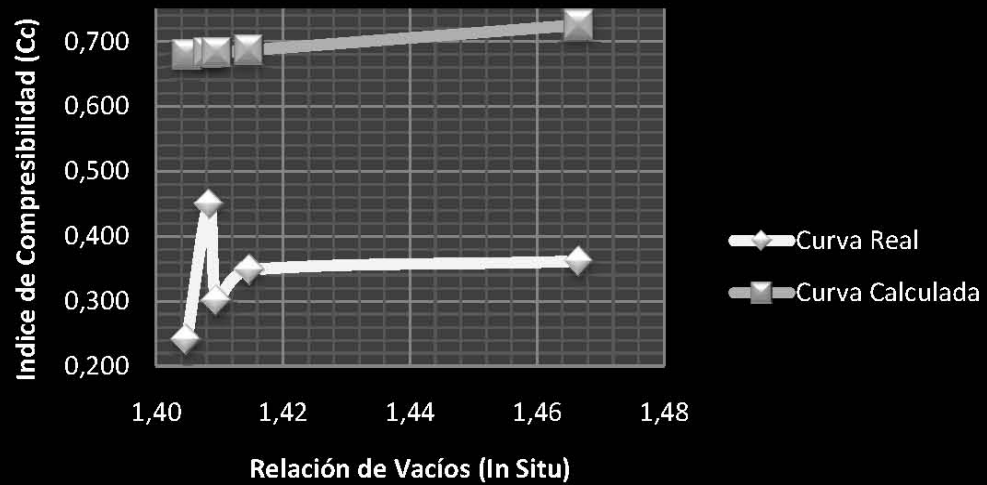


INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo N°	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	4	1,31	0,328	0,605
	5	1,32	0,180	0,618
	2	1,34	0,190	0,626
	1	1,34	0,255	0,628
	3	1,37	0,140	0,649
2	3	1,21	0,281	0,535
	1	1,25	0,238	0,566
	2	1,34	0,209	0,630
	5	1,45	0,394	0,713
	4	1,50	0,219	0,748
3	2	1,39	0,306	0,669
	4	1,40	0,350	0,678
	1	1,43	0,283	0,696
	5	1,47	0,466	0,726
	3	1,51	0,374	0,757
4	1	1,40	0,241	0,679
	5	1,41	0,450	0,681
	2	1,41	0,300	0,682
	4	1,41	0,348	0,686
	3	1,47	0,361	0,725
5	1	1,38	0,235	0,658
	2	1,40	0,300	0,677
	4	1,42	0,358	0,693
	5	1,48	0,458	0,738
	3	1,49	0,367	0,745

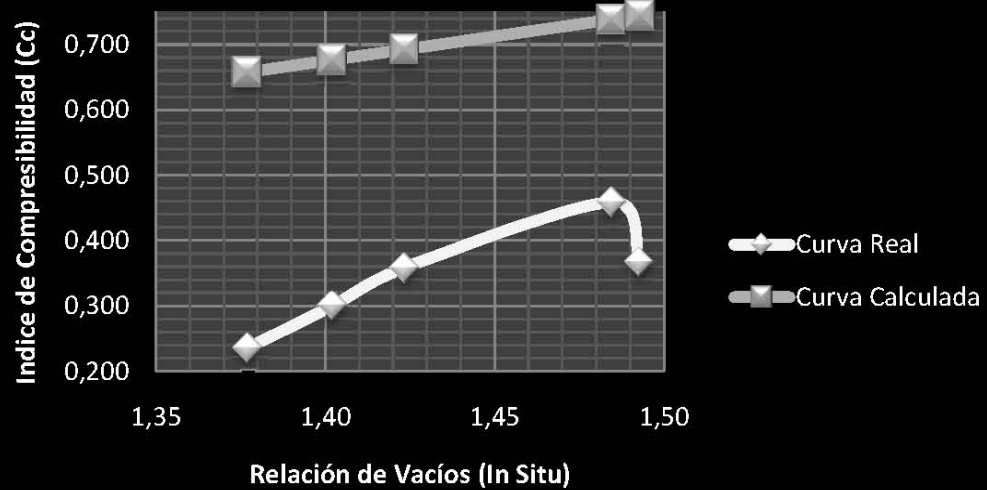




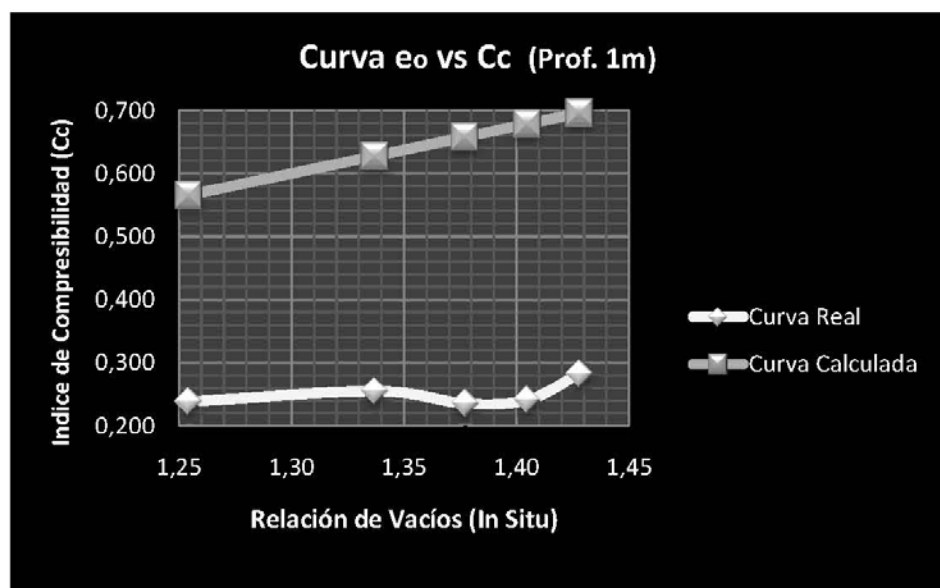
Curva e_o (In Situ) vs C_c (4º Sondeo)

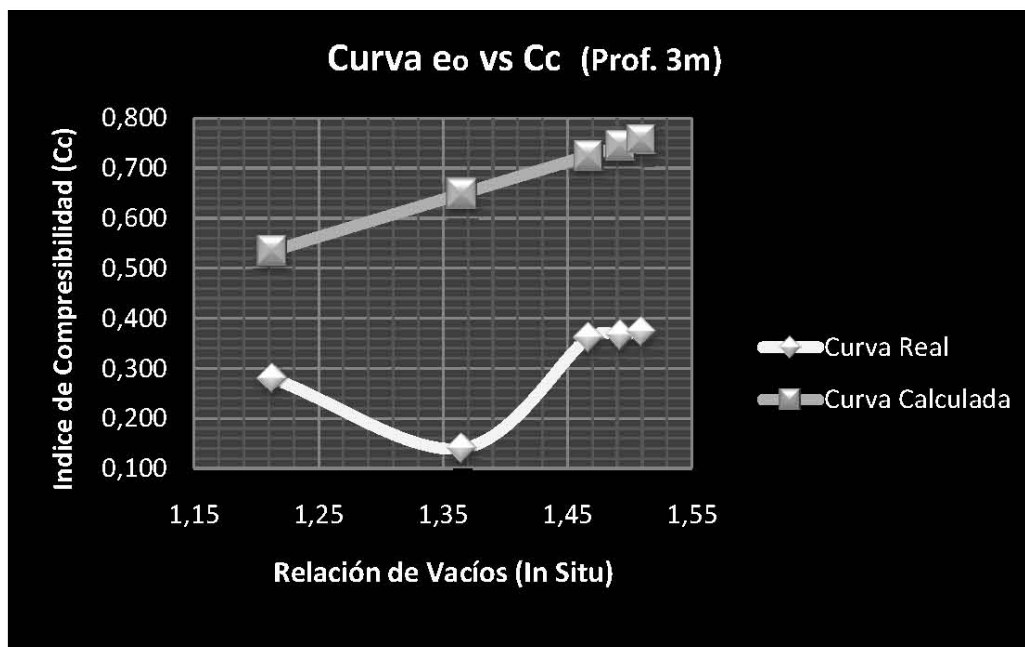
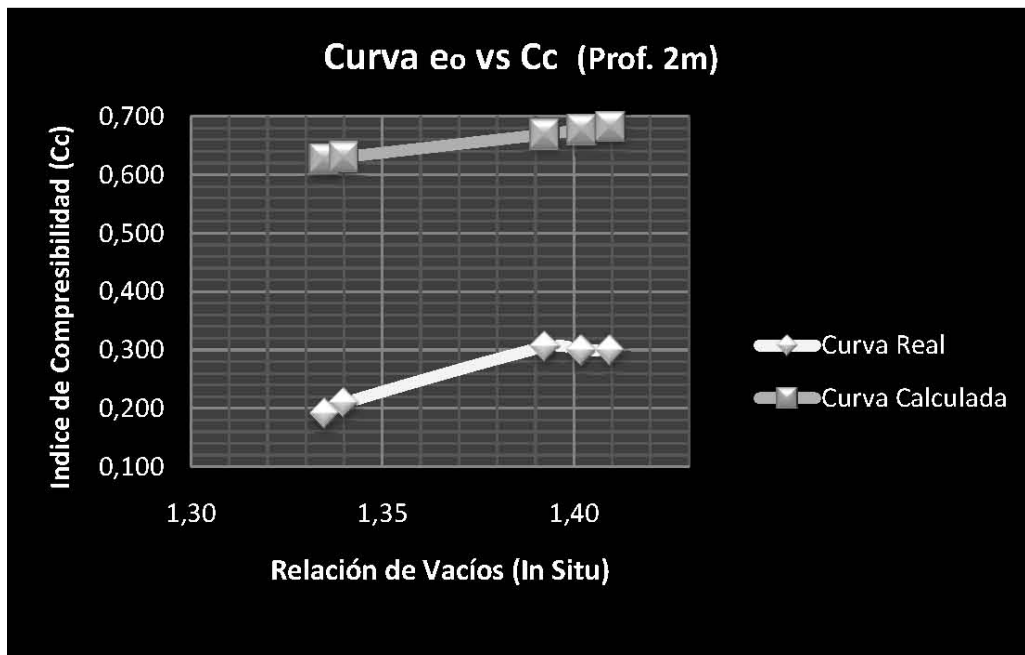


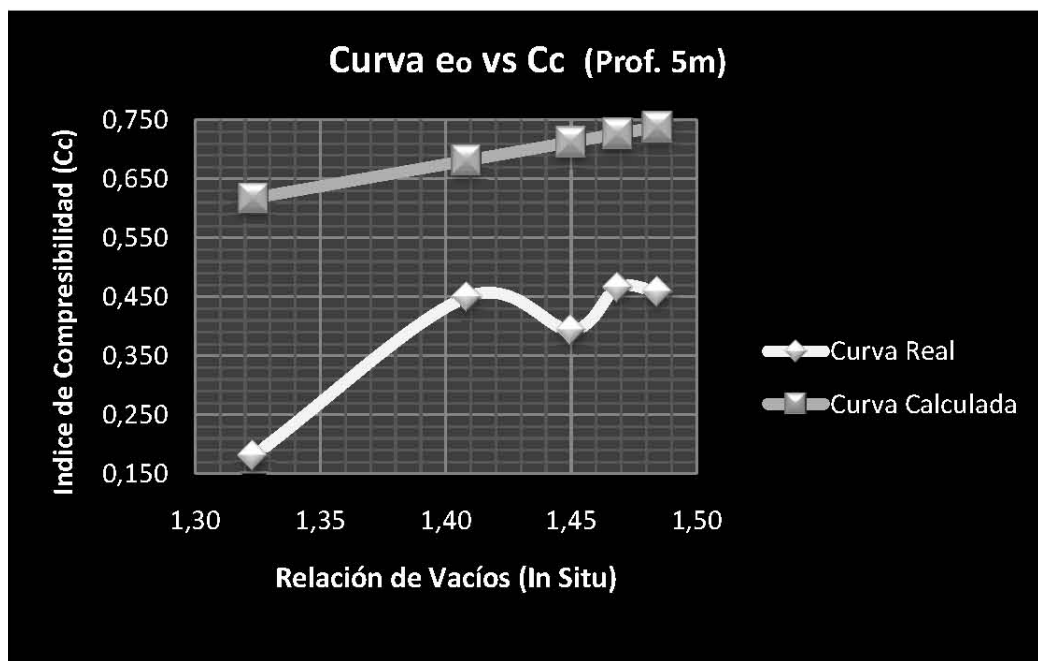
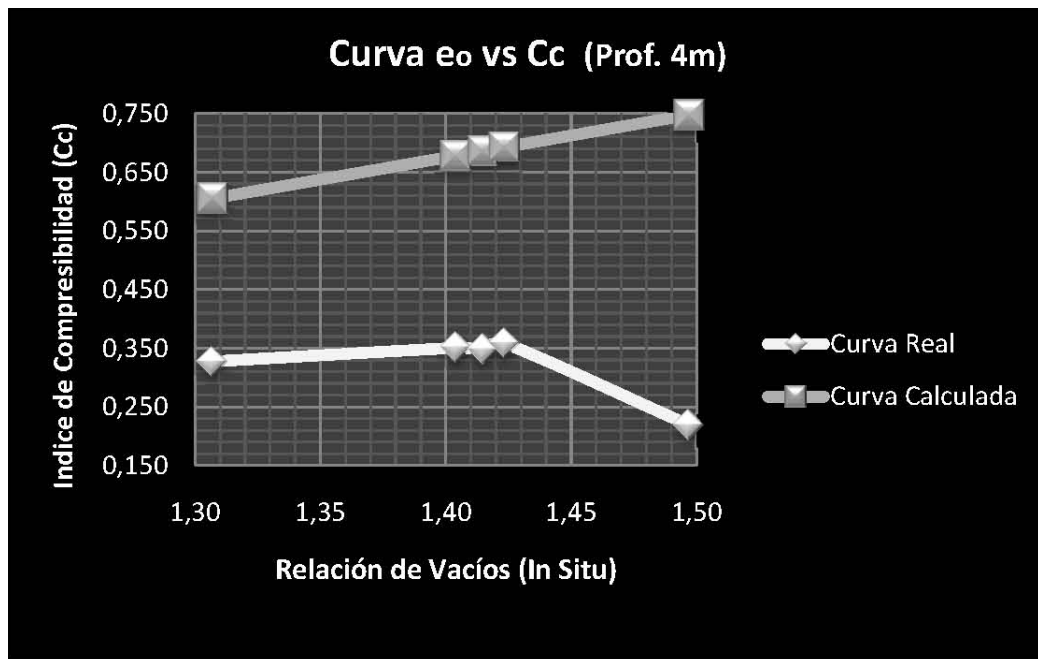
Curva e_o (In Situ) vs C_c (5º Sondeo)



INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	2	1,25	0,238	0,566
1	1	1,34	0,255	0,628
1	5	1,38	0,235	0,658
1	4	1,40	0,241	0,679
1	3	1,43	0,283	0,696
2	1	1,34	0,190	0,626
2	2	1,34	0,209	0,630
2	3	1,39	0,306	0,669
2	5	1,40	0,300	0,677
2	4	1,41	0,300	0,682
3	2	1,21	0,281	0,535
3	1	1,37	0,140	0,649
3	4	1,47	0,361	0,725
3	5	1,49	0,367	0,745
3	3	1,51	0,374	0,757
4	1	1,31	0,328	0,605
4	3	1,40	0,350	0,678
4	4	1,41	0,348	0,686
4	5	1,42	0,358	0,693
4	2	1,50	0,219	0,748
5	1	1,32	0,180	0,618
5	4	1,41	0,450	0,681
5	2	1,45	0,394	0,713
5	3	1,47	0,466	0,726
5	5	1,48	0,458	0,738





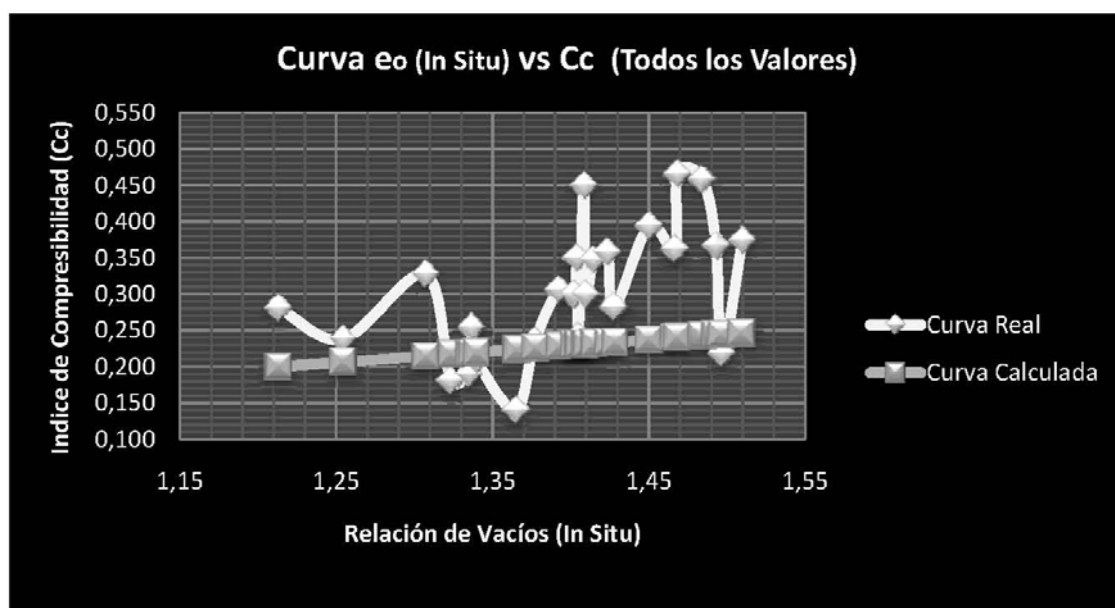


$$Cc = 0,156 e_o + 0,0107 \quad - \quad \text{Para todas las Arcillas}$$

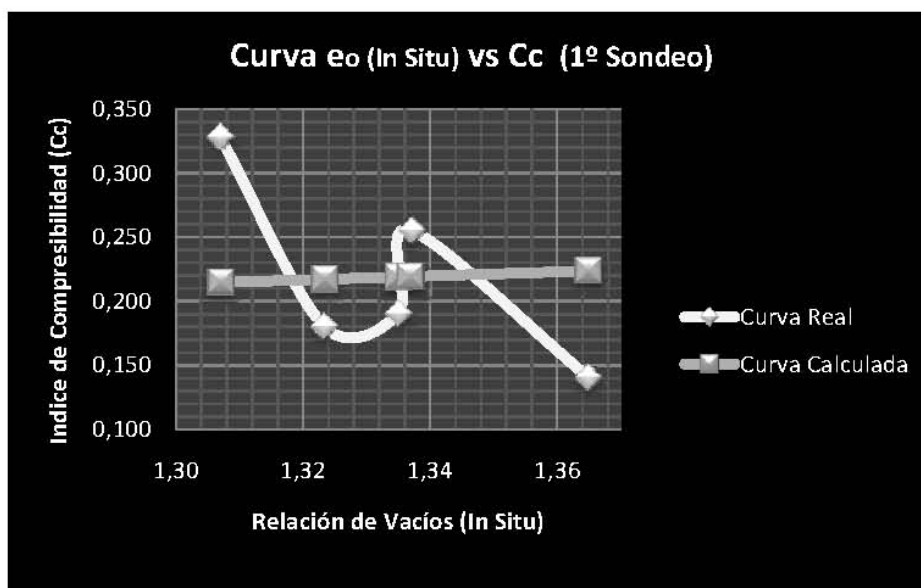
$$Cc = A \cdot e_o + B$$

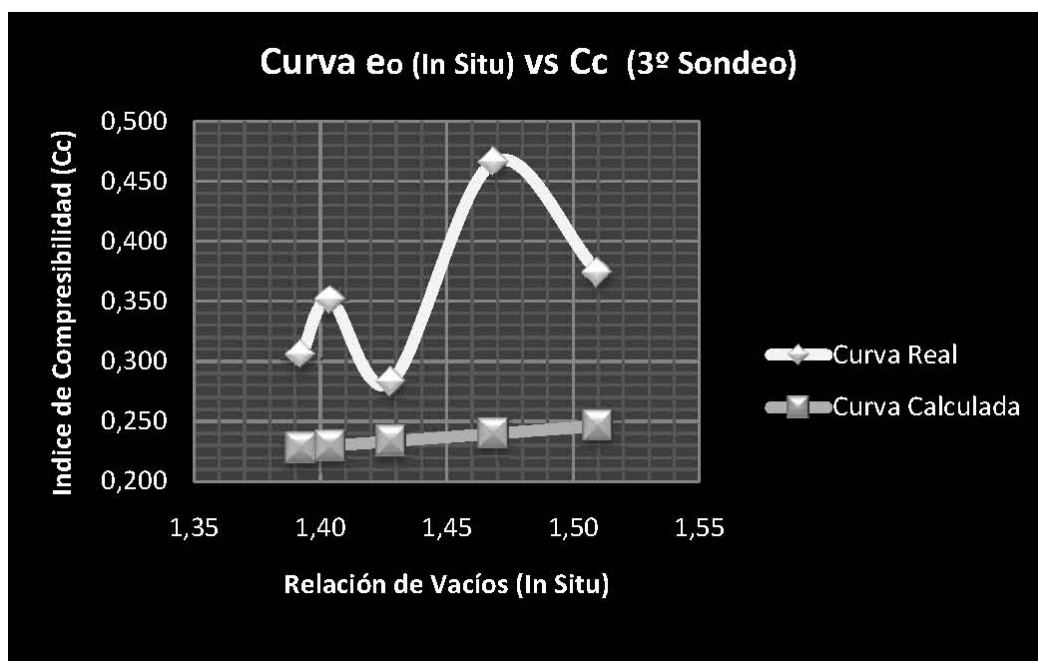
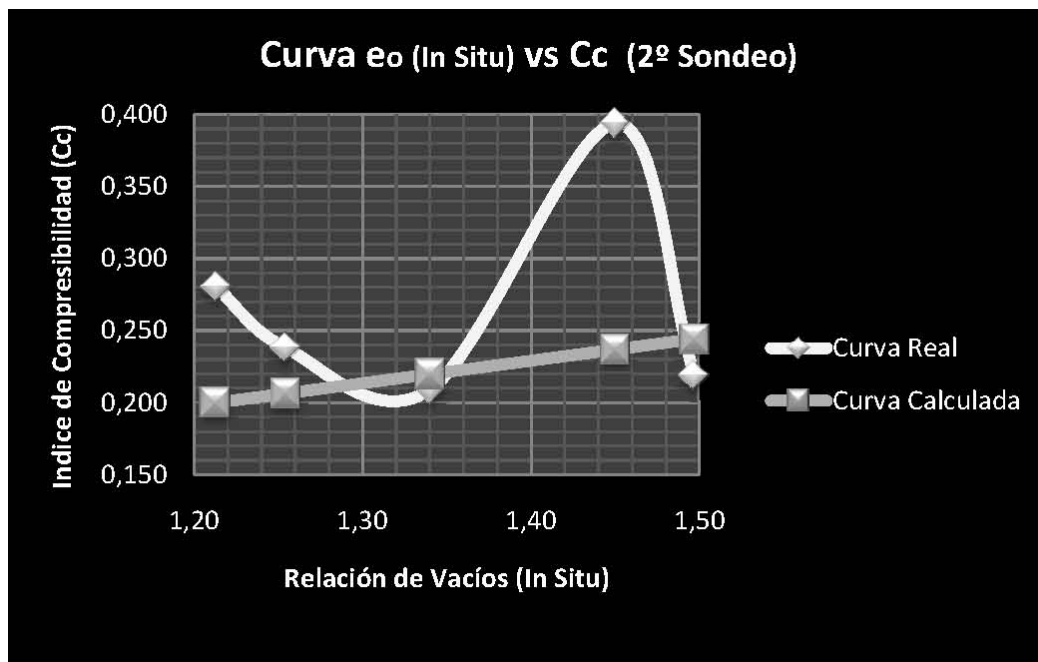
CORRELACIÓN PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo Nº	Relación de Vacíos (in situ)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	1,34	0,156	0,0107	0,255	0,219
2		1,34	0,156	0,0107	0,190	0,219
3		1,37	0,156	0,0107	0,140	0,224
4		1,31	0,156	0,0107	0,328	0,215
5		1,32	0,156	0,0107	0,180	0,217
1	2	1,25	0,156	0,0107	0,238	0,206
2		1,34	0,156	0,0107	0,209	0,220
3		1,21	0,156	0,0107	0,281	0,200
4		1,50	0,156	0,0107	0,219	0,244
5		1,45	0,156	0,0107	0,394	0,237
1	3	1,43	0,156	0,0107	0,283	0,233
2		1,39	0,156	0,0107	0,306	0,228
3		1,51	0,156	0,0107	0,374	0,246
4		1,40	0,156	0,0107	0,350	0,230
5		1,47	0,156	0,0107	0,466	0,240
1	4	1,40	0,156	0,0107	0,241	0,230
2		1,41	0,156	0,0107	0,300	0,231
3		1,47	0,156	0,0107	0,361	0,239
4		1,41	0,156	0,0107	0,348	0,231
5		1,41	0,156	0,0107	0,450	0,230
1	5	1,38	0,156	0,0107	0,235	0,226
2		1,40	0,156	0,0107	0,300	0,229
3		1,49	0,156	0,0107	0,367	0,244
4		1,42	0,156	0,0107	0,358	0,233
5		1,48	0,156	0,0107	0,458	0,242

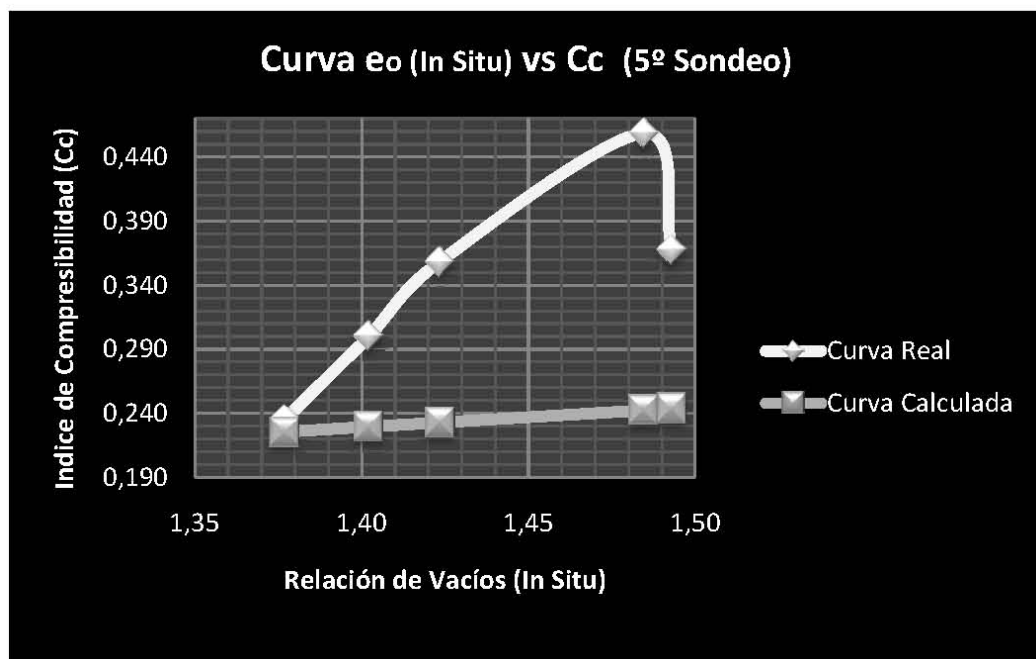
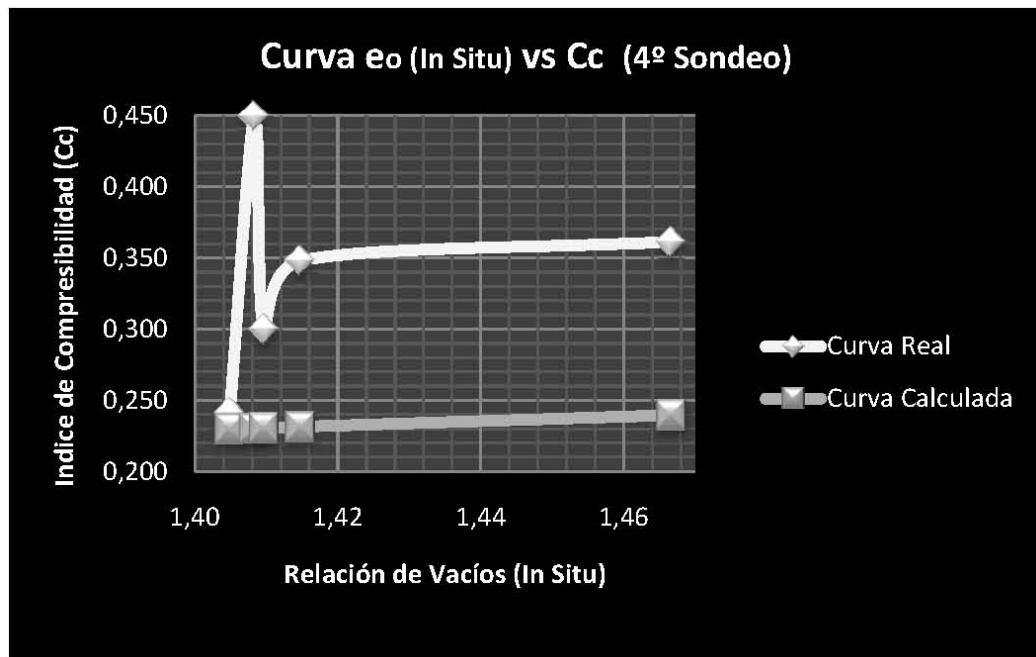
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo Nº	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
2	3	1,21	0,281	0,200
2	1	1,25	0,238	0,206
1	4	1,31	0,328	0,215
1	5	1,32	0,180	0,217
1	2	1,34	0,190	0,219
1	1	1,34	0,255	0,219
2	2	1,34	0,209	0,220
1	3	1,37	0,140	0,224
5	1	1,38	0,235	0,226
3	2	1,39	0,306	0,228
5	2	1,40	0,300	0,229
3	4	1,40	0,350	0,230
4	1	1,40	0,241	0,230
4	5	1,41	0,450	0,230
4	2	1,41	0,300	0,231
4	4	1,41	0,348	0,231
5	4	1,42	0,358	0,233
3	1	1,43	0,283	0,233
2	5	1,45	0,394	0,237
4	3	1,47	0,361	0,239
3	5	1,47	0,466	0,240
5	5	1,48	0,458	0,242
5	3	1,49	0,367	0,244
2	4	1,50	0,219	0,244
3	3	1,51	0,374	0,246



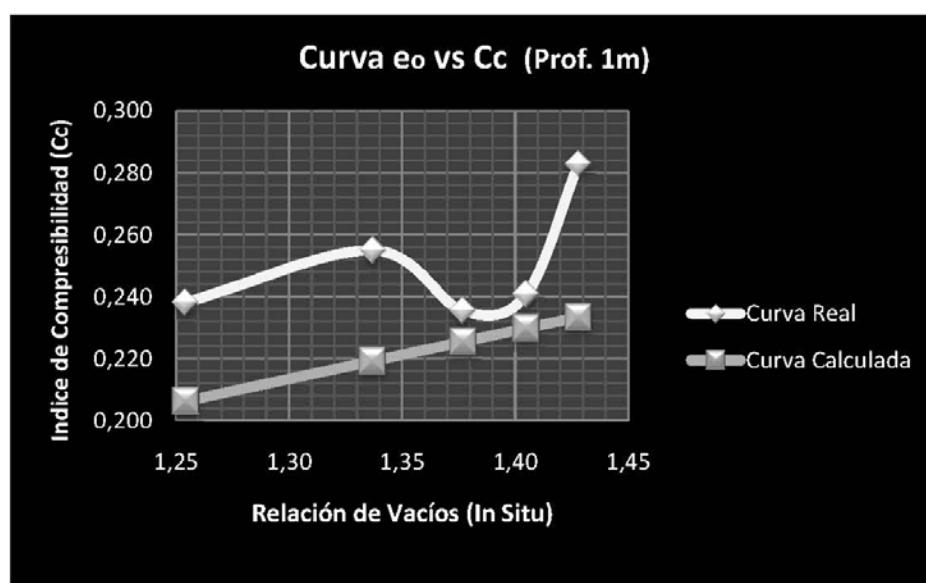
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo Nº	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	4	1,31	0,328	0,215
1	5	1,32	0,180	0,217
1	2	1,34	0,190	0,219
1	1	1,34	0,255	0,219
1	3	1,37	0,140	0,224
2	3	1,21	0,281	0,200
2	1	1,25	0,238	0,206
2	2	1,34	0,209	0,220
2	5	1,45	0,394	0,237
2	4	1,50	0,219	0,244
3	2	1,39	0,306	0,228
3	4	1,40	0,350	0,230
3	1	1,43	0,283	0,233
3	5	1,47	0,466	0,240
3	3	1,51	0,374	0,246
4	1	1,40	0,241	0,230
4	5	1,41	0,450	0,230
4	2	1,41	0,300	0,231
4	4	1,41	0,348	0,231
4	3	1,47	0,361	0,239
5	1	1,38	0,235	0,226
5	2	1,40	0,300	0,229
5	4	1,42	0,358	0,233
5	5	1,48	0,458	0,242
5	3	1,49	0,367	0,244

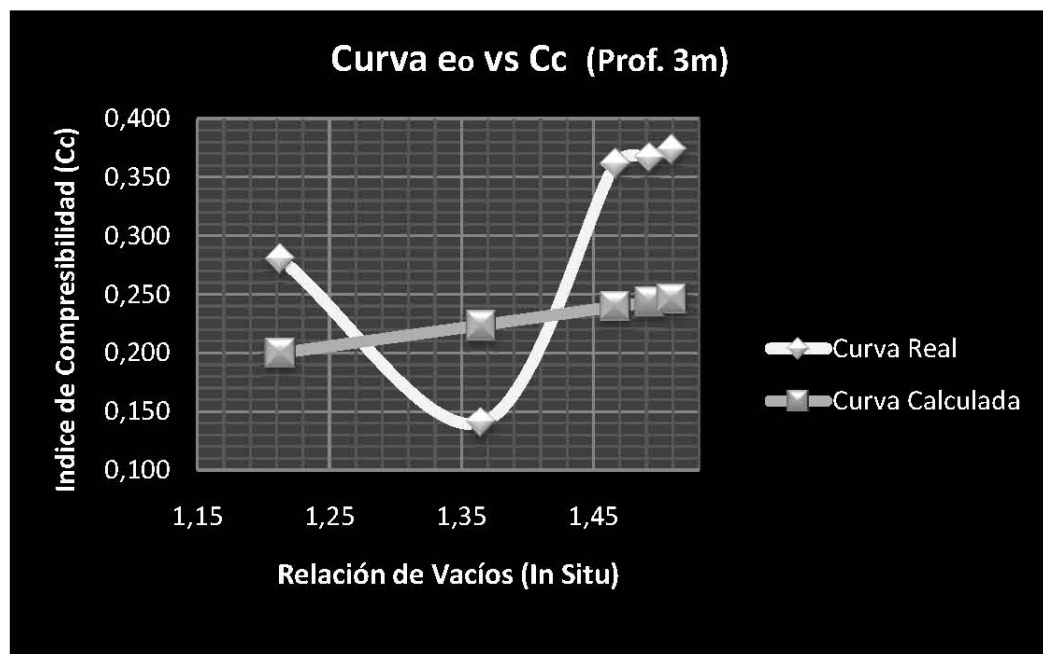
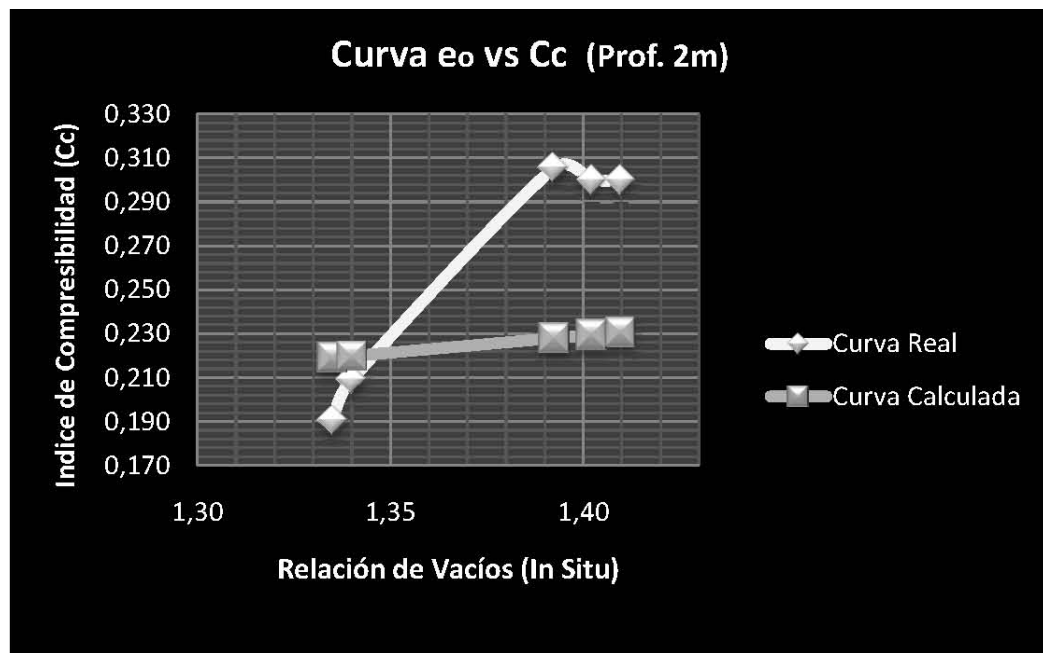


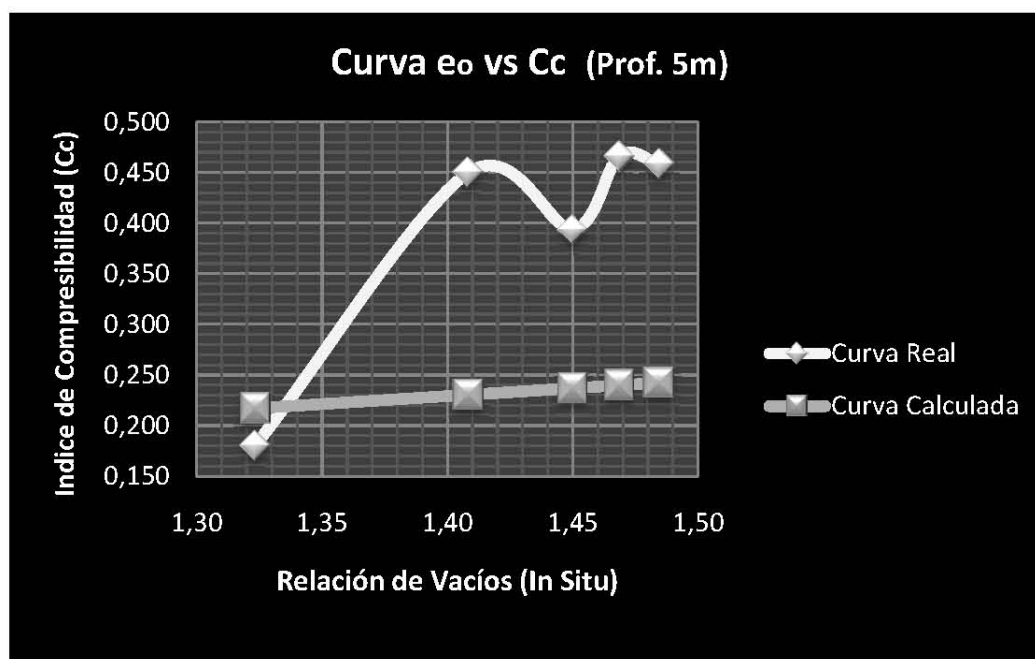
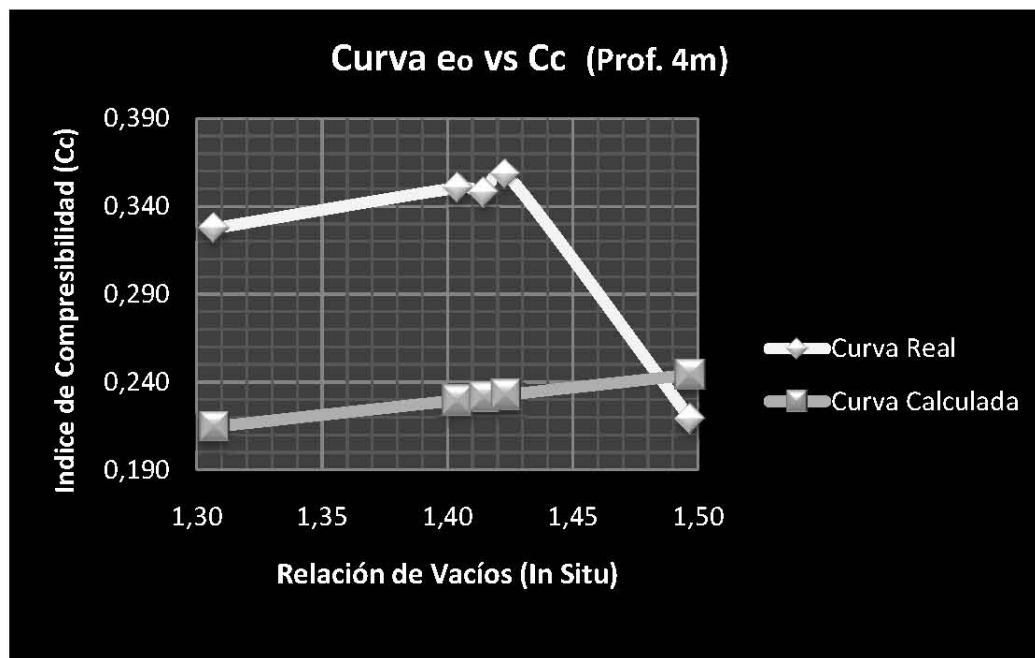




INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	2	1,25	0,238	0,206
1	1	1,34	0,255	0,219
1	5	1,38	0,235	0,226
1	4	1,40	0,241	0,230
1	3	1,43	0,283	0,233
2	1	1,34	0,190	0,219
2	2	1,34	0,209	0,220
2	3	1,39	0,306	0,228
2	5	1,40	0,300	0,229
2	4	1,41	0,300	0,231
3	2	1,21	0,281	0,200
3	1	1,37	0,140	0,224
3	4	1,47	0,361	0,239
3	5	1,49	0,367	0,244
3	3	1,51	0,374	0,246
4	1	1,31	0,328	0,215
4	3	1,40	0,350	0,230
4	4	1,41	0,348	0,231
4	5	1,42	0,358	0,233
4	2	1,50	0,219	0,244
5	1	1,32	0,180	0,217
5	4	1,41	0,450	0,230
5	2	1,45	0,394	0,237
5	3	1,47	0,466	0,240
5	5	1,48	0,458	0,242





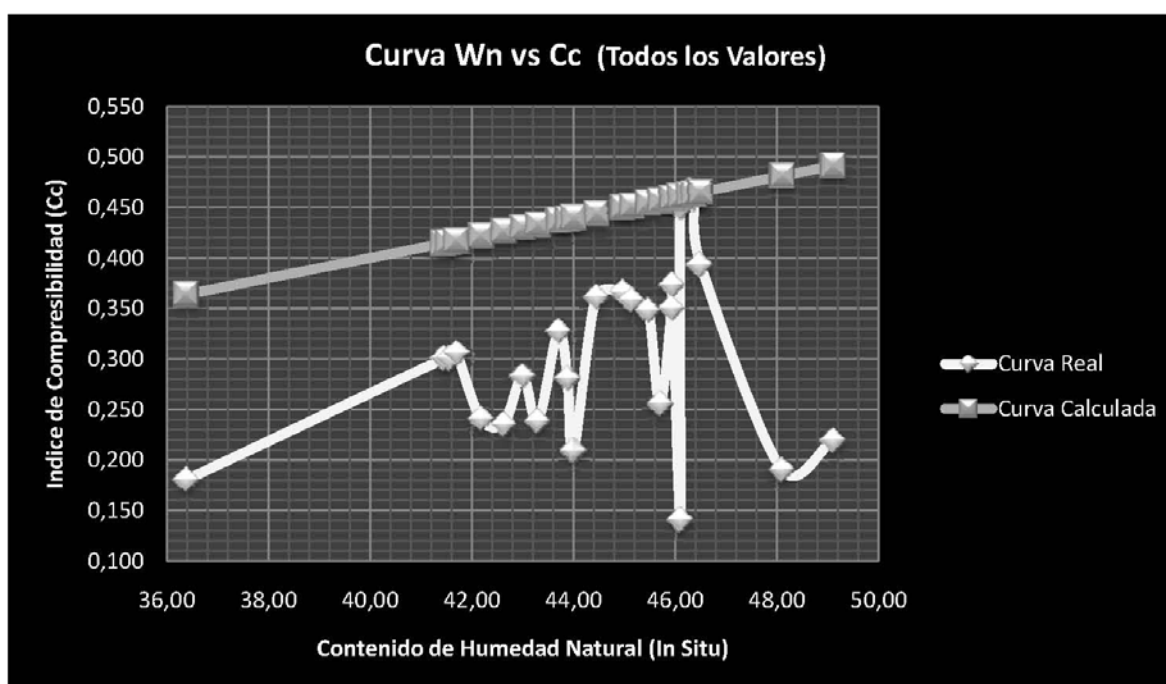


$C_c = 0,01 W_n$ - Azzouz et al. (1976) - Para Arcillas de Chicago

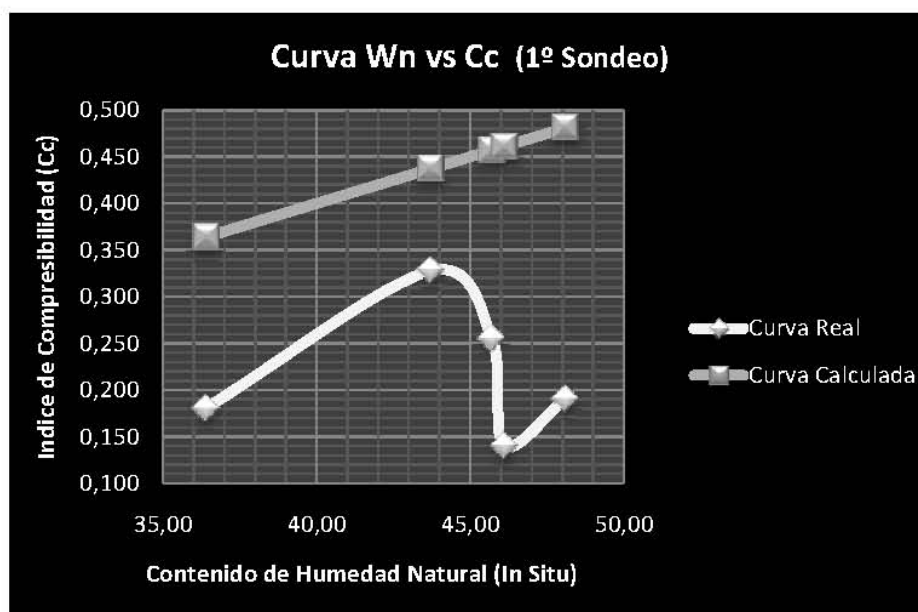
$$C_c = A W_n$$

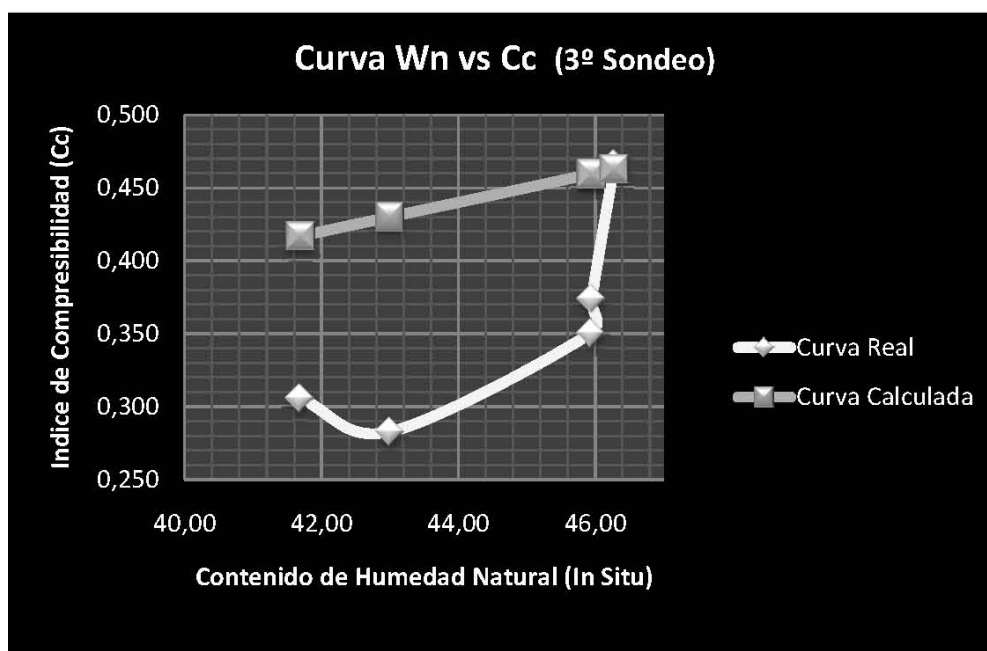
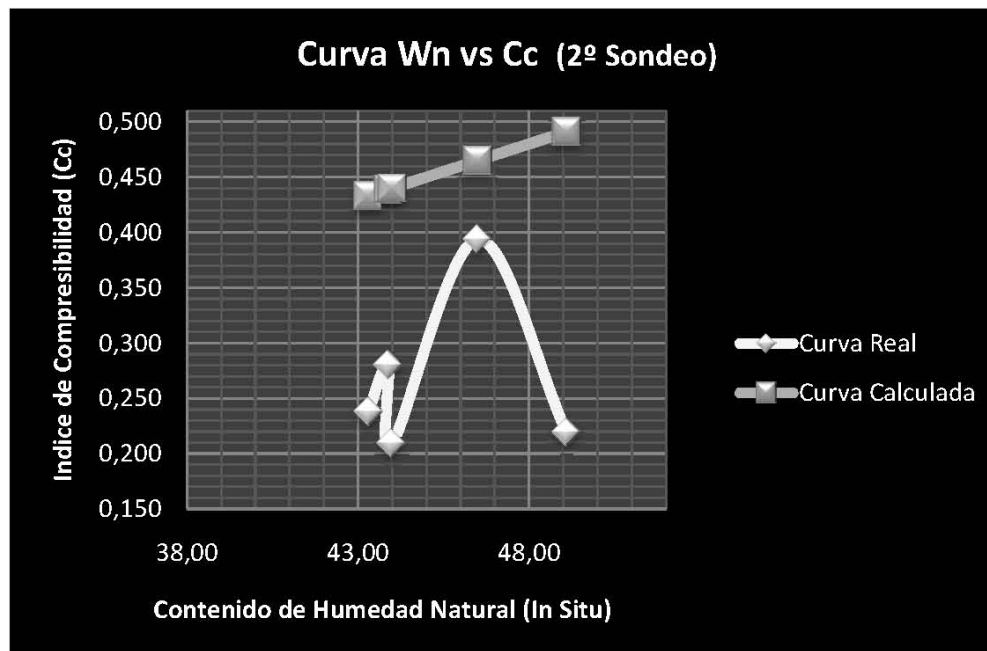
CORRELACIÓN DE AZZOUZ ET AL. PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO					
Profundidad	Sondeo Nº	Contenido de Humedad Natural (in situ)	Variable A	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	45,70	0,010	0,255	0,457
2		48,10	0,010	0,190	0,481
3		46,10	0,010	0,140	0,461
4		43,70	0,010	0,328	0,437
5		36,38	0,010	0,180	0,364
1	2	43,30	0,010	0,238	0,433
2		44,00	0,010	0,209	0,440
3		43,88	0,010	0,281	0,439
4		49,10	0,010	0,219	0,491
5		46,50	0,010	0,394	0,465
1	3	43,00	0,010	0,283	0,430
2		41,69	0,010	0,306	0,417
3		45,95	0,010	0,374	0,459
4		45,93	0,010	0,350	0,459
5		46,28	0,010	0,466	0,463
1	4	42,18	0,010	0,241	0,422
2		41,44	0,010	0,300	0,414
3		44,44	0,010	0,361	0,444
4		45,47	0,010	0,348	0,455
5		46,10	0,010	0,450	0,461
1	5	42,63	0,010	0,235	0,426
2		41,54	0,010	0,300	0,415
3		44,97	0,010	0,367	0,450
4		45,15	0,010	0,358	0,451
5		46,36	0,010	0,458	0,464

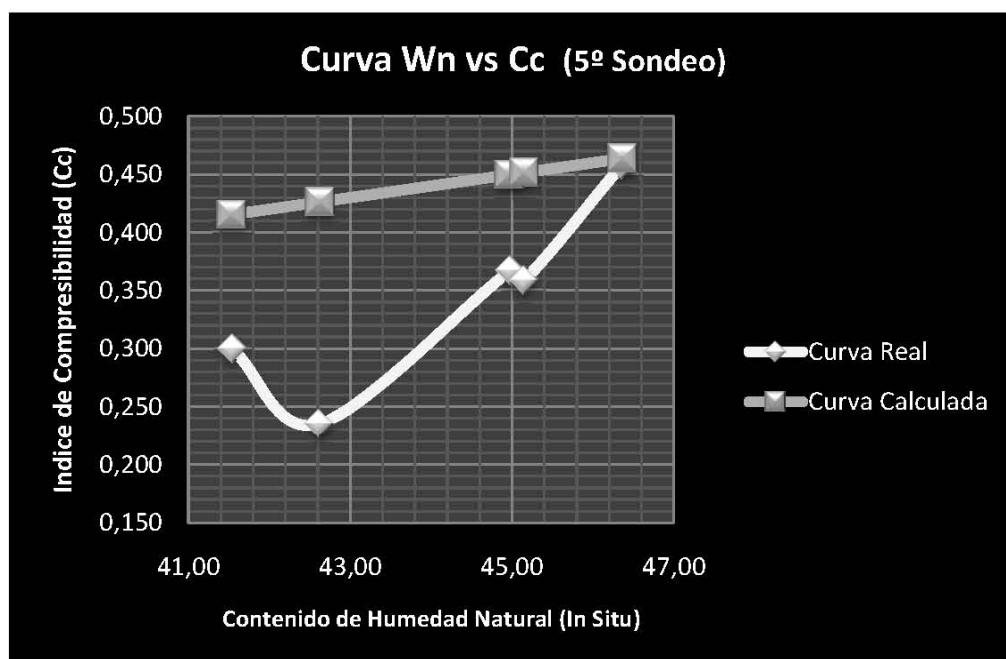
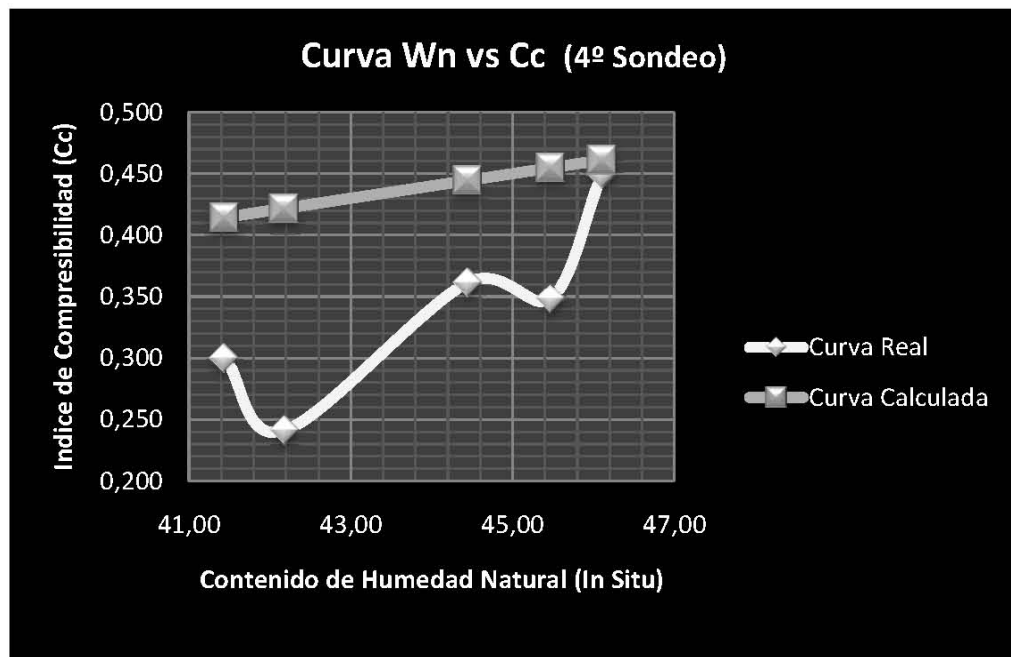
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo Nº	Profundidad	Wn (in situ)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	36,38	0,180	0,364
4	2	41,44	0,300	0,414
5	2	41,54	0,300	0,415
3	2	41,69	0,306	0,417
4	1	42,18	0,241	0,422
5	1	42,63	0,235	0,426
3	1	43,00	0,283	0,430
2	1	43,30	0,238	0,433
1	4	43,70	0,328	0,437
2	3	43,88	0,281	0,439
2	2	44,00	0,209	0,440
4	3	44,44	0,361	0,444
5	3	44,97	0,367	0,450
5	4	45,15	0,358	0,451
4	4	45,47	0,348	0,455
1	1	45,70	0,255	0,457
3	4	45,93	0,350	0,459
3	3	45,95	0,374	0,459
1	3	46,10	0,140	0,461
4	5	46,10	0,450	0,461
3	5	46,28	0,466	0,463
5	5	46,36	0,458	0,464
2	5	46,50	0,394	0,465
1	2	48,10	0,190	0,481
2	4	49,10	0,219	0,491



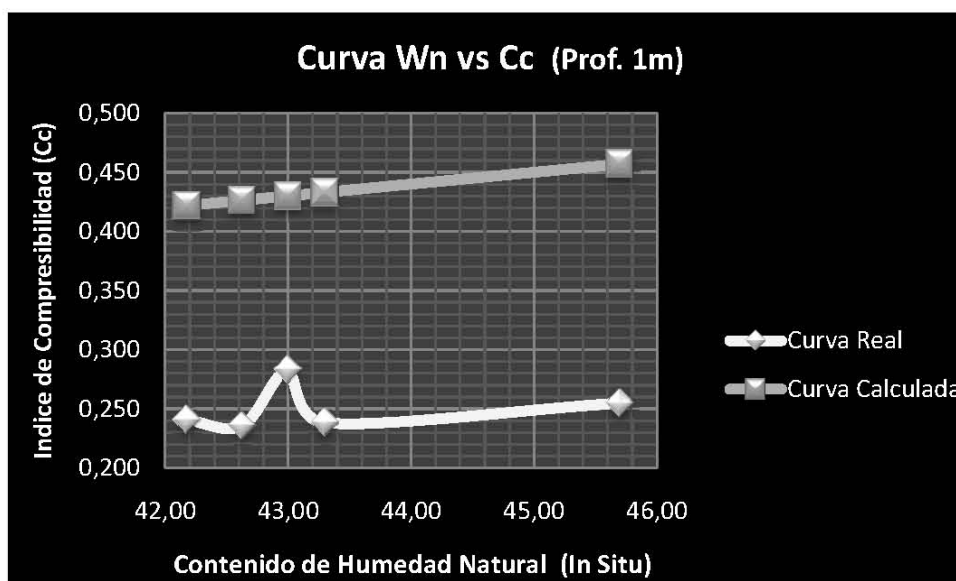
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo N°	Profundidad	Wn (in situ)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	36,38	0,180	0,364
1	4	43,70	0,328	0,437
1	1	45,70	0,255	0,457
1	3	46,10	0,140	0,461
1	2	48,10	0,190	0,481
2	1	43,30	0,238	0,433
2	3	43,88	0,281	0,439
2	2	44,00	0,209	0,440
2	5	46,50	0,394	0,465
2	4	49,10	0,219	0,491
3	2	41,69	0,306	0,417
3	1	43,00	0,283	0,430
3	4	45,93	0,350	0,459
3	3	45,95	0,374	0,459
3	5	46,28	0,466	0,463
4	2	41,44	0,300	0,414
4	1	42,18	0,241	0,422
4	3	44,44	0,361	0,444
4	4	45,47	0,348	0,455
4	5	46,10	0,450	0,461
5	2	41,54	0,300	0,415
5	1	42,63	0,235	0,426
5	3	44,97	0,367	0,450
5	4	45,15	0,358	0,451
5	5	46,36	0,458	0,464

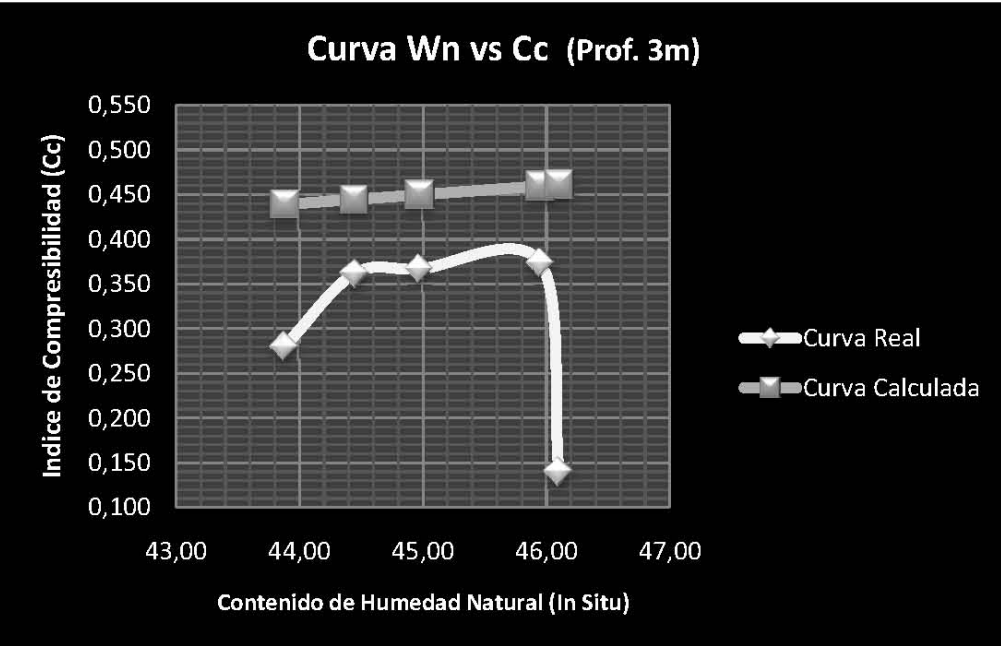
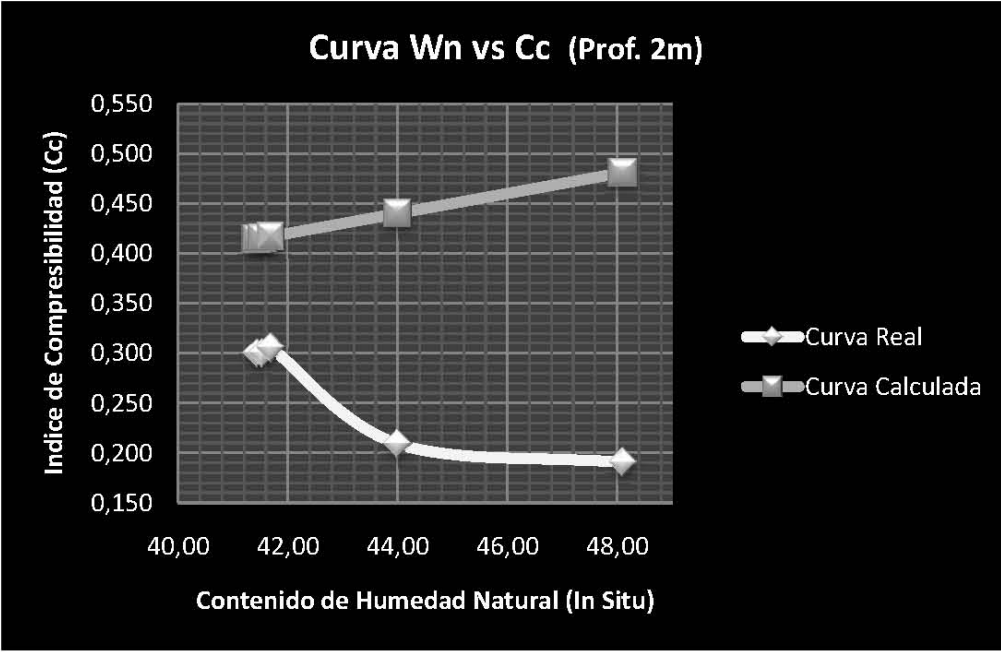


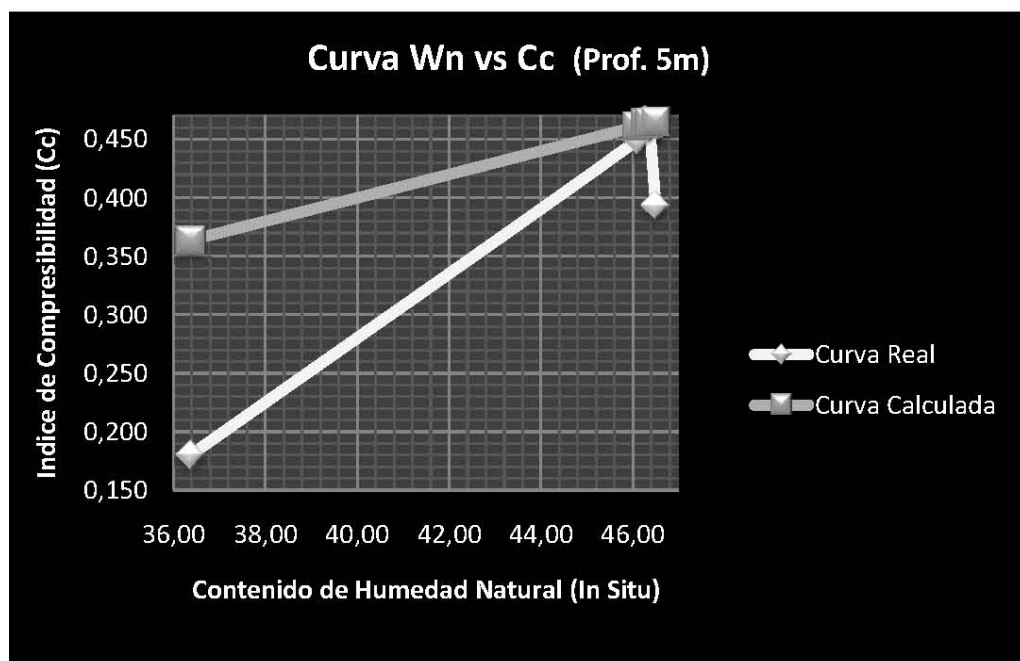
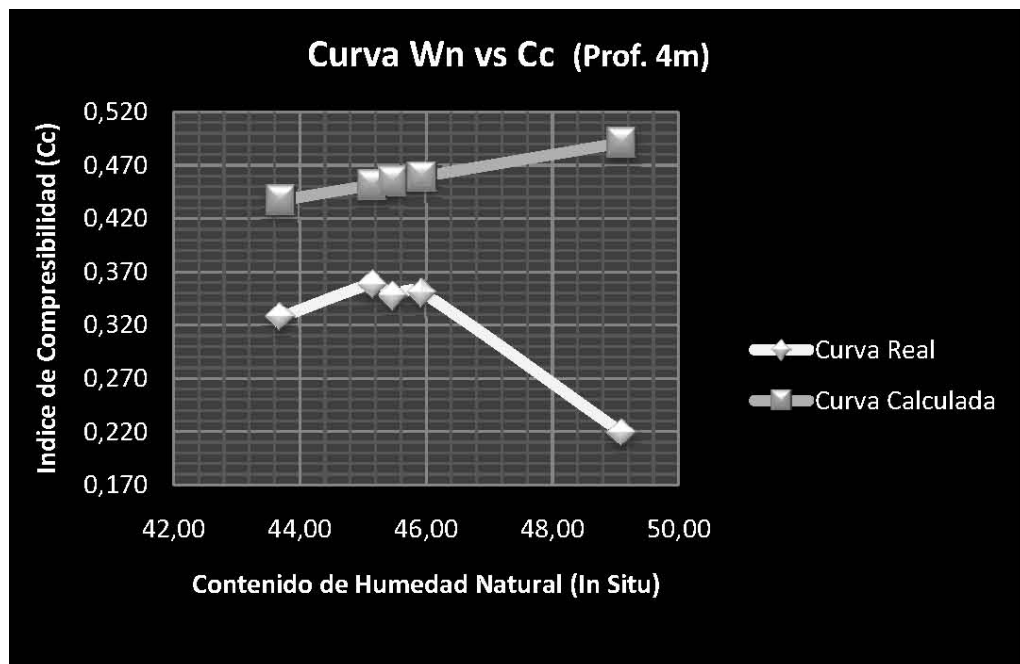




INTERPRETACION DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	Wn (in situ)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	4	42,18	0,241	0,422
1	5	42,63	0,235	0,426
1	3	43,00	0,283	0,430
1	2	43,30	0,238	0,433
1	1	45,70	0,255	0,457
2	4	41,44	0,300	0,414
2	5	41,54	0,300	0,415
2	3	41,69	0,306	0,417
2	2	44,00	0,209	0,440
2	1	48,10	0,190	0,481
3	2	43,88	0,281	0,439
3	4	44,44	0,361	0,444
3	5	44,97	0,367	0,450
3	3	45,95	0,374	0,459
3	1	46,10	0,140	0,461
4	1	43,70	0,328	0,437
4	5	45,15	0,358	0,451
4	4	45,47	0,348	0,455
4	3	45,93	0,350	0,459
4	2	49,10	0,219	0,491
5	1	36,38	0,180	0,364
5	4	46,10	0,450	0,461
5	3	46,28	0,466	0,463
5	5	46,36	0,458	0,464
5	2	46,50	0,394	0,465





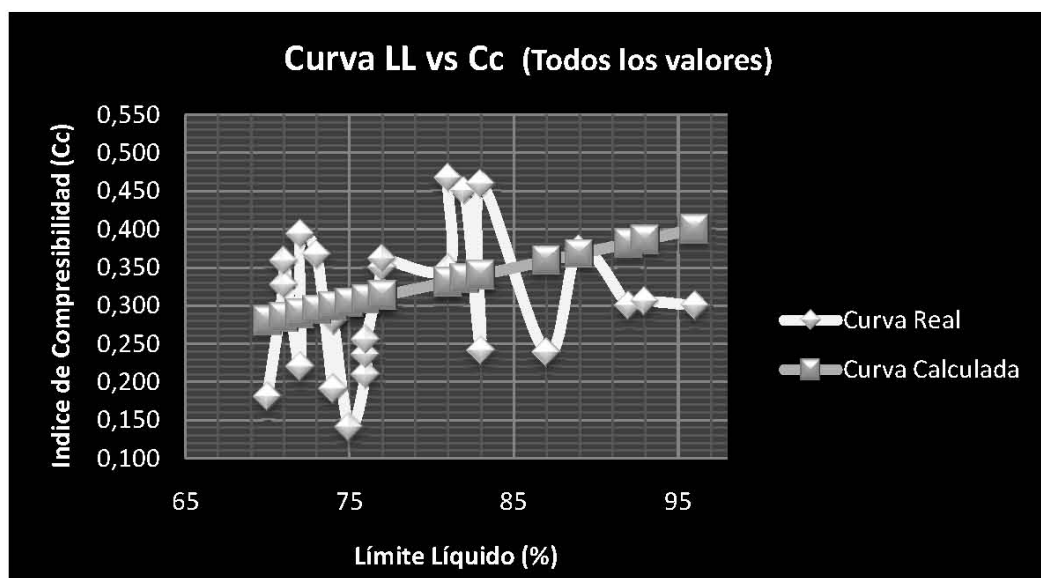


$$Cc = 0,0046(LL - 9) \quad - \quad \text{Azzouz et al. (1976)} \quad - \quad \text{Para Arcillas de Brasil}$$

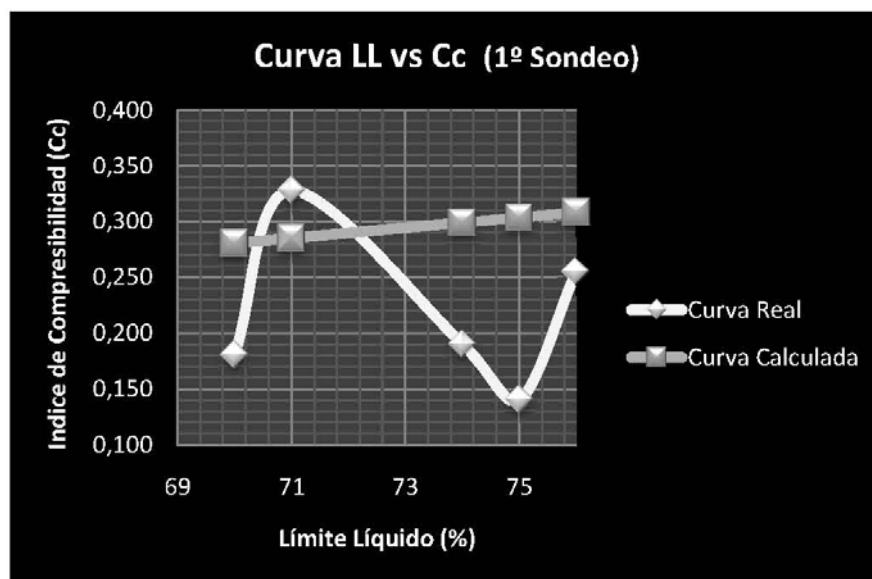
$$Cc = A(LL - 9)$$

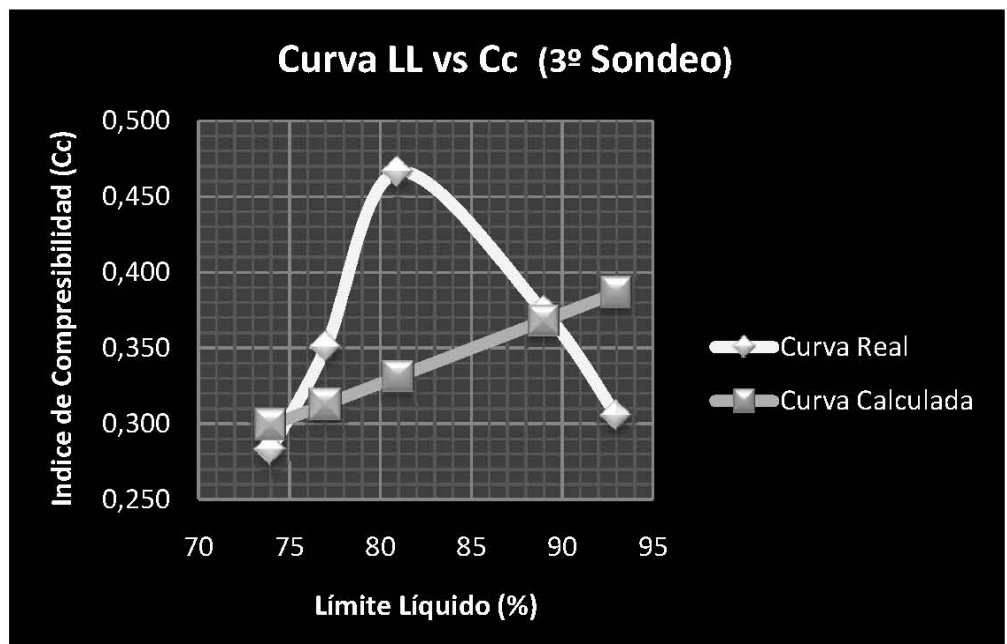
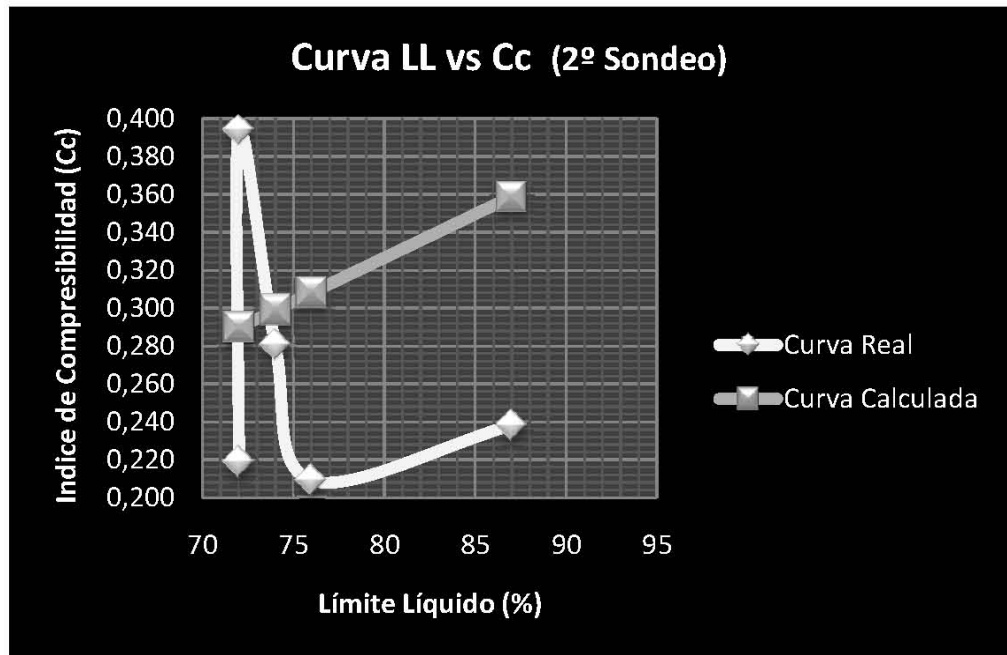
CORRELACIÓN DE AZZOUZ ET AL. PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo Nº	Límite Líquido (%)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	76	0,0046	9	0,255	0,308
2		74	0,0046	9	0,190	0,299
3		75	0,0046	9	0,140	0,304
4		71	0,0046	9	0,328	0,285
5		70	0,0046	9	0,180	0,281
1	2	87	0,0046	9	0,238	0,359
2		76	0,0046	9	0,209	0,308
3		74	0,0046	9	0,281	0,299
4		72	0,0046	9	0,219	0,290
5		72	0,0046	9	0,394	0,290
1	3	74	0,0046	9	0,283	0,299
2		93	0,0046	9	0,306	0,386
3		89	0,0046	9	0,374	0,368
4		77	0,0046	9	0,350	0,313
5		81	0,0046	9	0,466	0,331
1	4	83	0,0046	9	0,241	0,340
2		96	0,0046	9	0,300	0,400
3		77	0,0046	9	0,361	0,313
4		81	0,0046	9	0,348	0,331
5		82	0,0046	9	0,450	0,336
1	5	76	0,0046	9	0,235	0,308
2		92	0,0046	9	0,300	0,382
3		73	0,0046	9	0,367	0,294
4		71	0,0046	9	0,358	0,285
5		83	0,0046	9	0,458	0,340

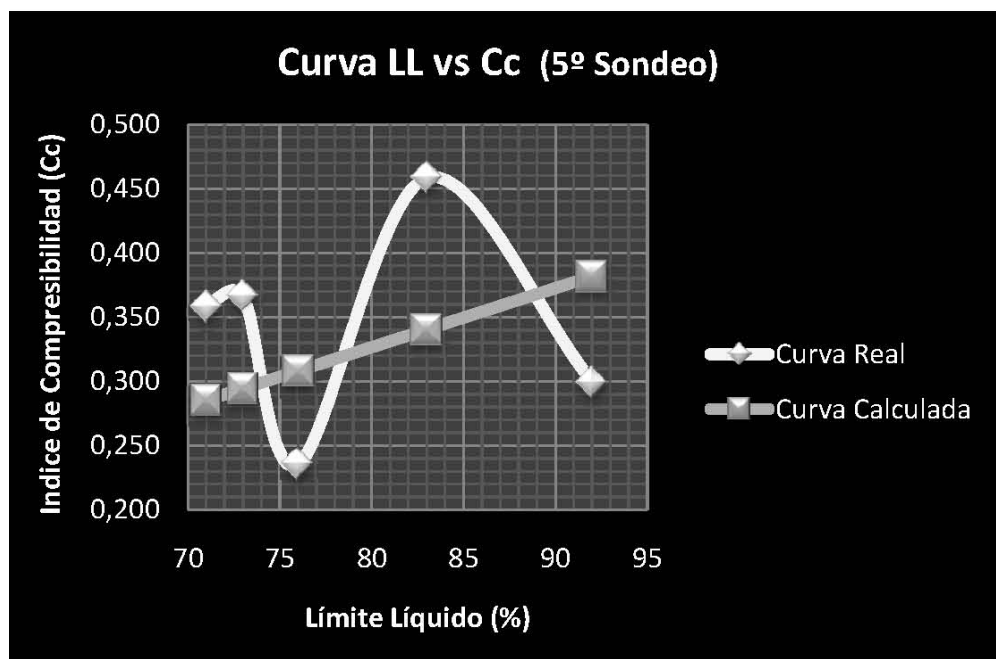
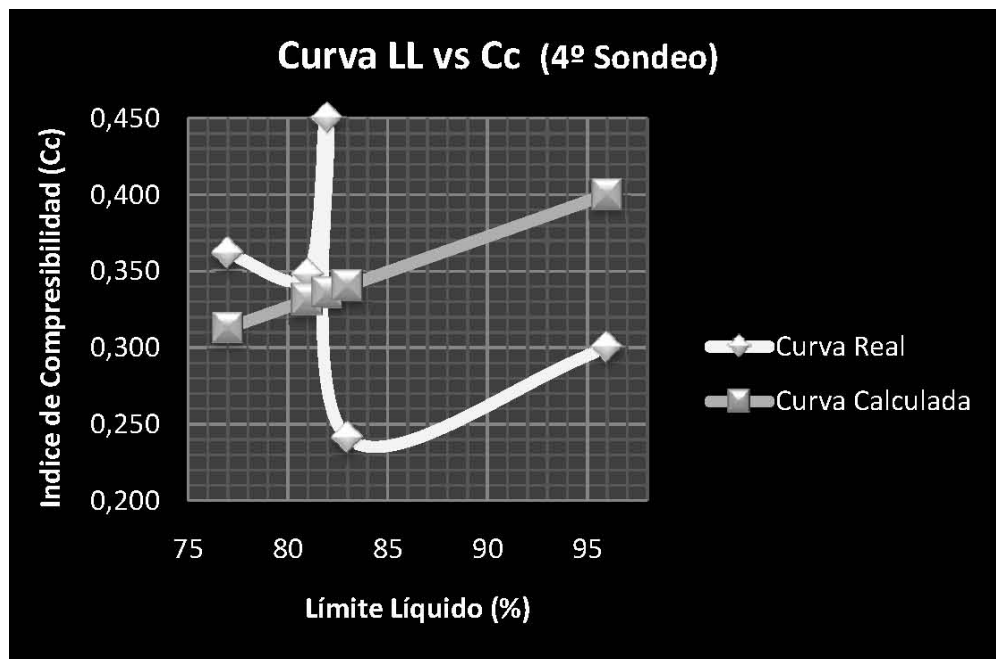
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo N°	Profundidad	LL (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	70	0,180	0,281
1	4	71	0,328	0,285
5	4	71	0,358	0,285
2	4	72	0,219	0,290
2	5	72	0,394	0,290
5	3	73	0,367	0,294
1	2	74	0,190	0,299
2	3	74	0,281	0,299
3	1	74	0,283	0,299
1	3	75	0,140	0,304
2	2	76	0,209	0,308
5	1	76	0,235	0,308
1	1	76	0,255	0,308
3	4	77	0,350	0,313
4	3	77	0,361	0,313
4	4	81	0,348	0,331
3	5	81	0,466	0,331
4	5	82	0,450	0,336
4	1	83	0,241	0,340
5	5	83	0,458	0,340
2	1	87	0,238	0,359
3	3	89	0,374	0,368
5	2	92	0,300	0,382
3	2	93	0,306	0,386
4	2	96	0,300	0,400



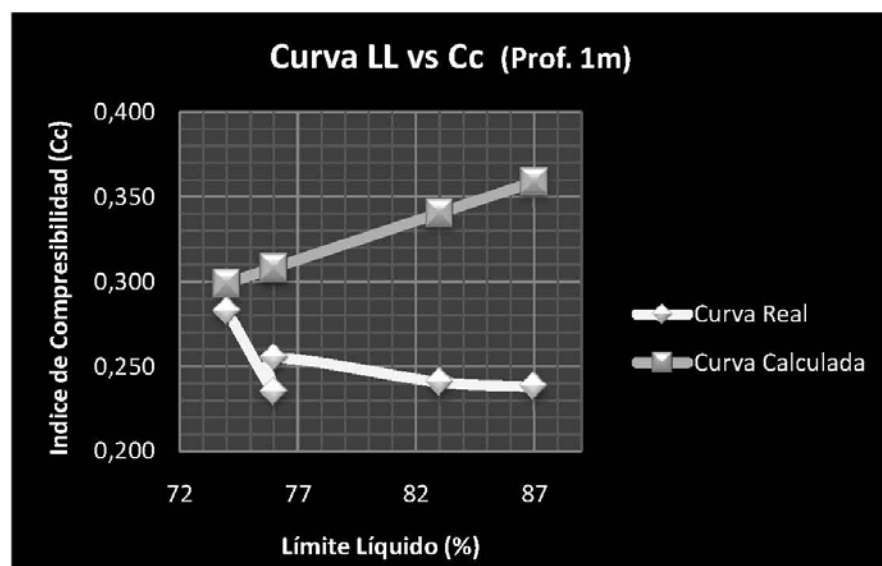
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo N°	Profundidad	LL (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	70	0,180	0,281
1	4	71	0,328	0,285
1	2	74	0,190	0,299
1	3	75	0,140	0,304
1	1	76	0,255	0,308
2	4	72	0,219	0,290
2	5	72	0,394	0,290
2	3	74	0,281	0,299
2	2	76	0,209	0,308
2	1	87	0,238	0,359
3	1	74	0,283	0,299
3	4	77	0,350	0,313
3	5	81	0,466	0,331
3	3	89	0,374	0,368
3	2	93	0,306	0,386
4	3	77	0,361	0,313
4	4	81	0,348	0,331
4	5	82	0,450	0,336
4	1	83	0,241	0,340
4	2	96	0,300	0,400
5	4	71	0,358	0,285
5	3	73	0,367	0,294
5	1	76	0,235	0,308
5	5	83	0,458	0,340
5	2	92	0,300	0,382

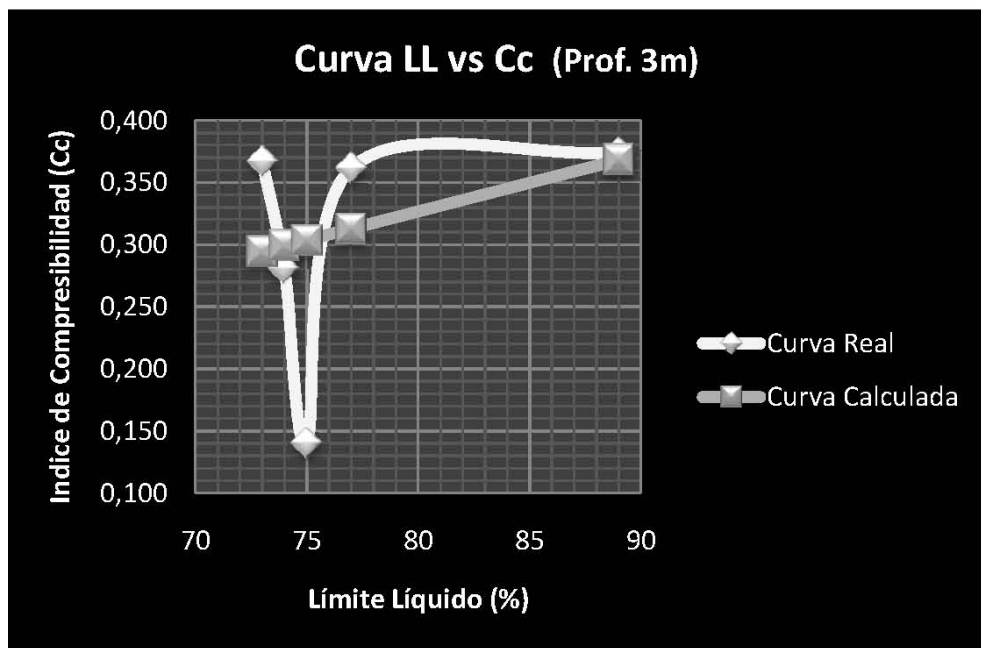
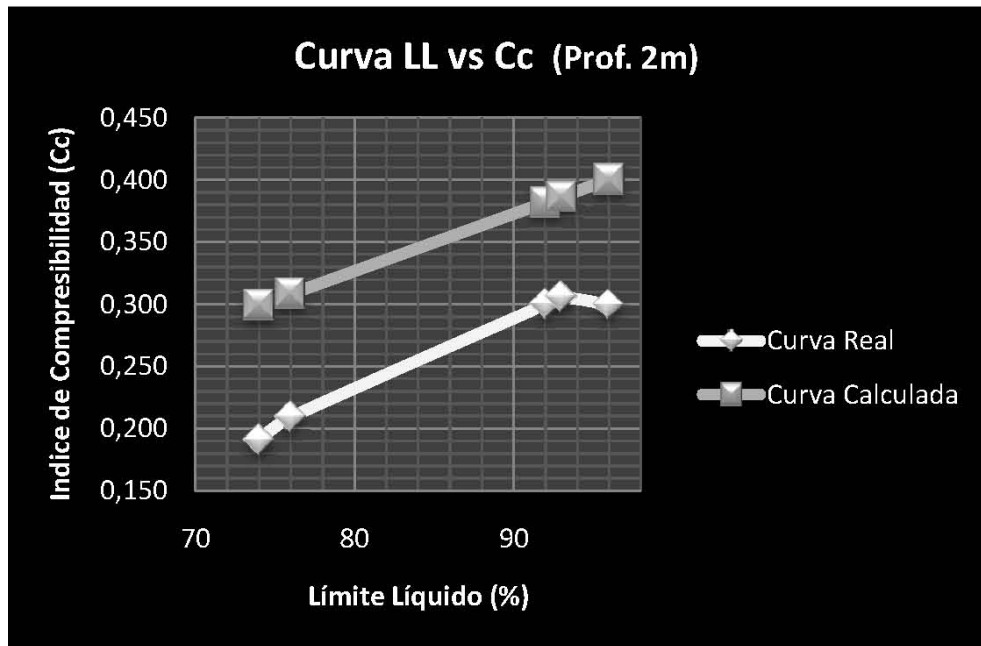




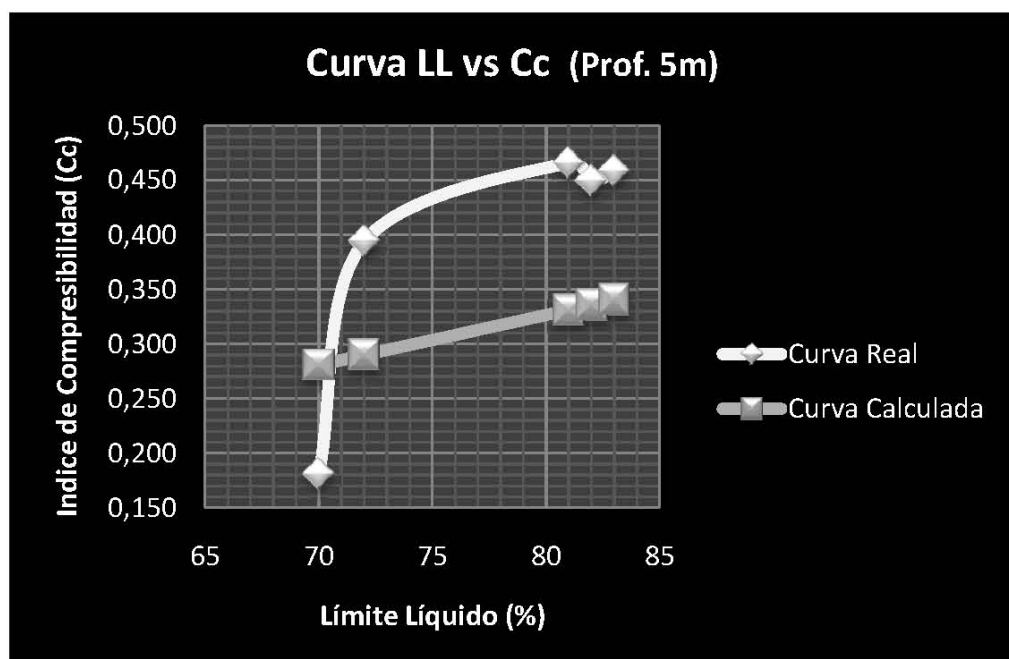
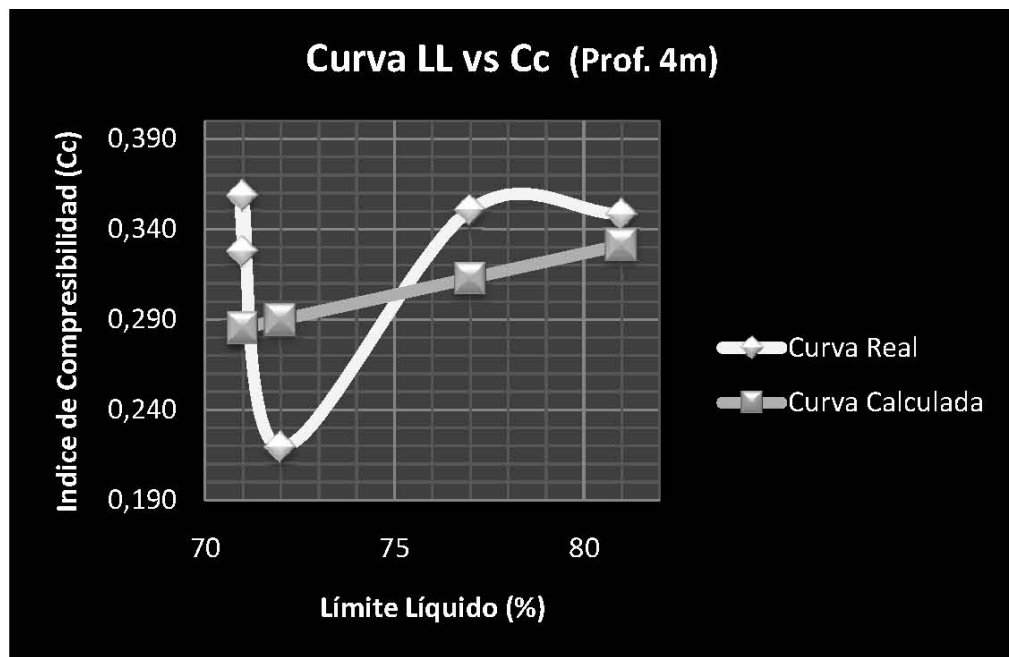


INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	LL (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	3	74	0,283	0,299
1	5	76	0,235	0,308
1	1	76	0,255	0,308
1	4	83	0,241	0,340
1	2	87	0,238	0,359
2	1	74	0,190	0,299
2	2	76	0,209	0,308
2	5	92	0,300	0,382
2	3	93	0,306	0,386
2	4	96	0,300	0,400
3	5	73	0,367	0,294
3	2	74	0,281	0,299
3	1	75	0,140	0,304
3	4	77	0,361	0,313
3	3	89	0,374	0,368
4	1	71	0,328	0,285
4	5	71	0,358	0,285
4	2	72	0,219	0,290
4	3	77	0,350	0,313
4	4	81	0,348	0,331
5	1	70	0,180	0,281
5	2	72	0,394	0,290
5	3	81	0,466	0,331
5	4	82	0,450	0,336
5	5	83	0,458	0,340





z

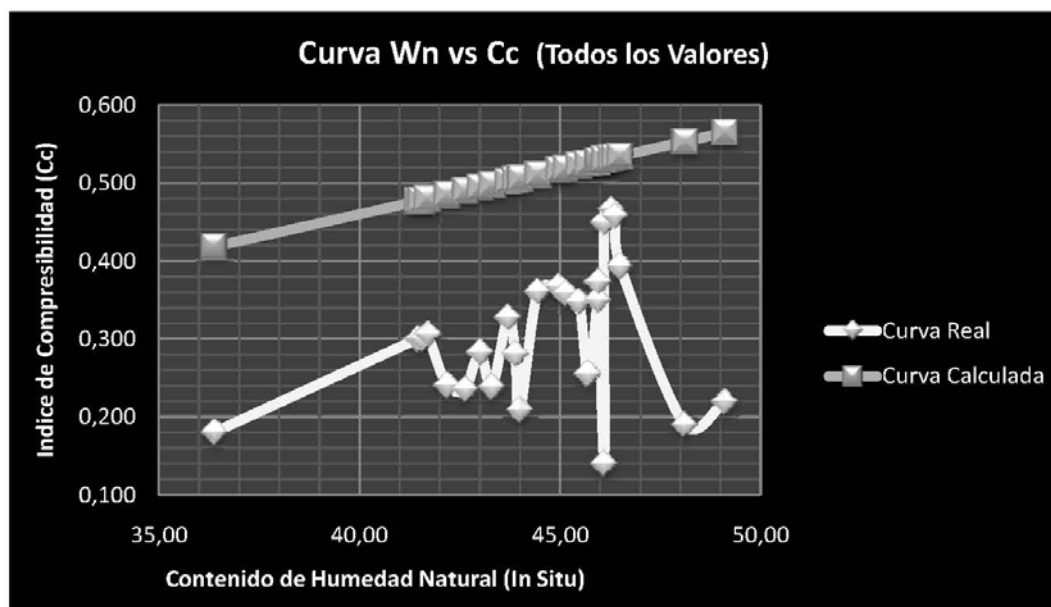


$$C_c = 0,0115 W_n \quad - \quad \text{Azzouz et al. (1976)} \quad - \quad \text{Para Arcillas}$$

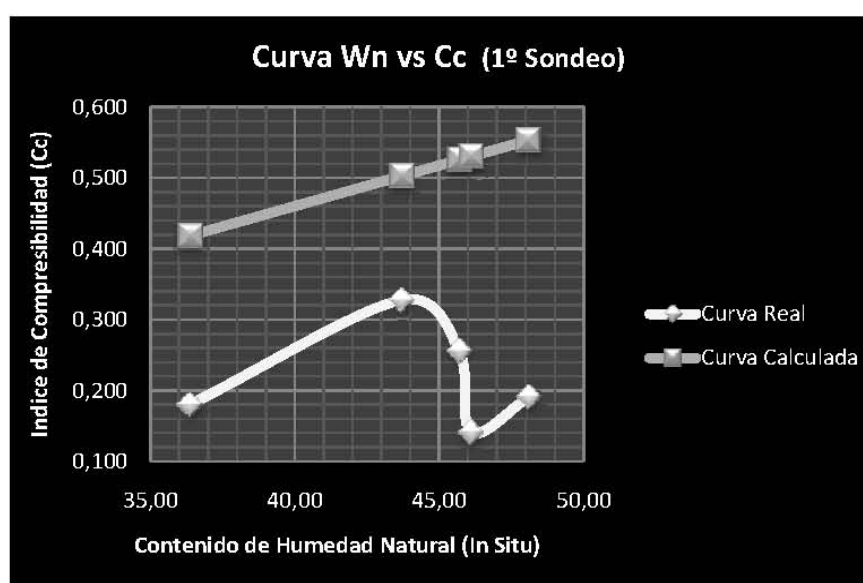
$$C_c = A W_n$$

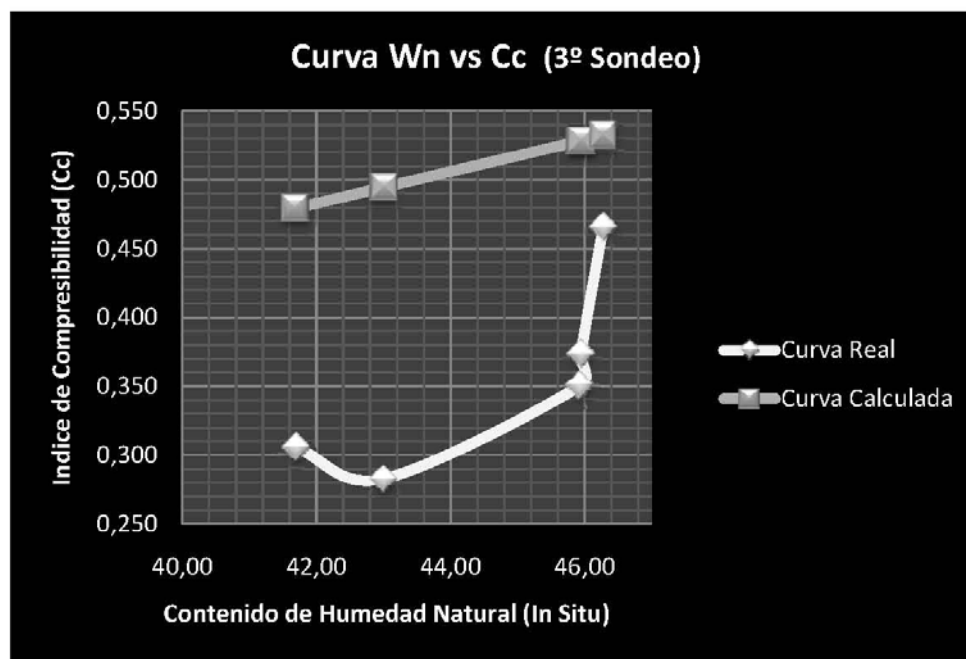
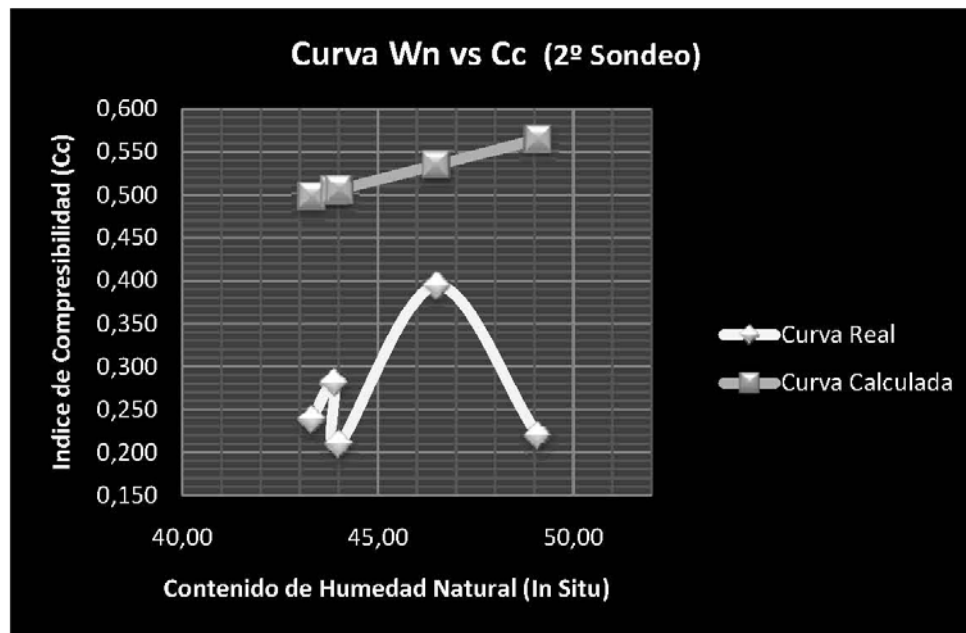
CORRELACIÓN DE AZZOUZ ET AL. PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO					
Profundidad	Sondeo Nº	Contenido de Humedad Natural (in situ)	Variable A	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	45,70	0,0115	0,255	0,526
2		48,10	0,0115	0,190	0,553
3		46,10	0,0115	0,140	0,530
4		43,70	0,0115	0,328	0,503
5		36,38	0,0115	0,180	0,418
1	2	43,30	0,0115	0,238	0,498
2		44,00	0,0115	0,209	0,506
3		43,88	0,0115	0,281	0,505
4		49,10	0,0115	0,219	0,565
5		46,50	0,0115	0,394	0,535
1	3	43,00	0,0115	0,283	0,495
2		41,69	0,0115	0,306	0,479
3		45,95	0,0115	0,374	0,528
4		45,93	0,0115	0,350	0,528
5		46,28	0,0115	0,466	0,532
1	4	42,18	0,0115	0,241	0,485
2		41,44	0,0115	0,300	0,477
3		44,44	0,0115	0,361	0,511
4		45,47	0,0115	0,348	0,523
5		46,10	0,0115	0,450	0,530
1	5	42,63	0,0115	0,235	0,490
2		41,54	0,0115	0,300	0,478
3		44,97	0,0115	0,367	0,517
4		45,15	0,0115	0,358	0,519
5		46,36	0,0115	0,458	0,533

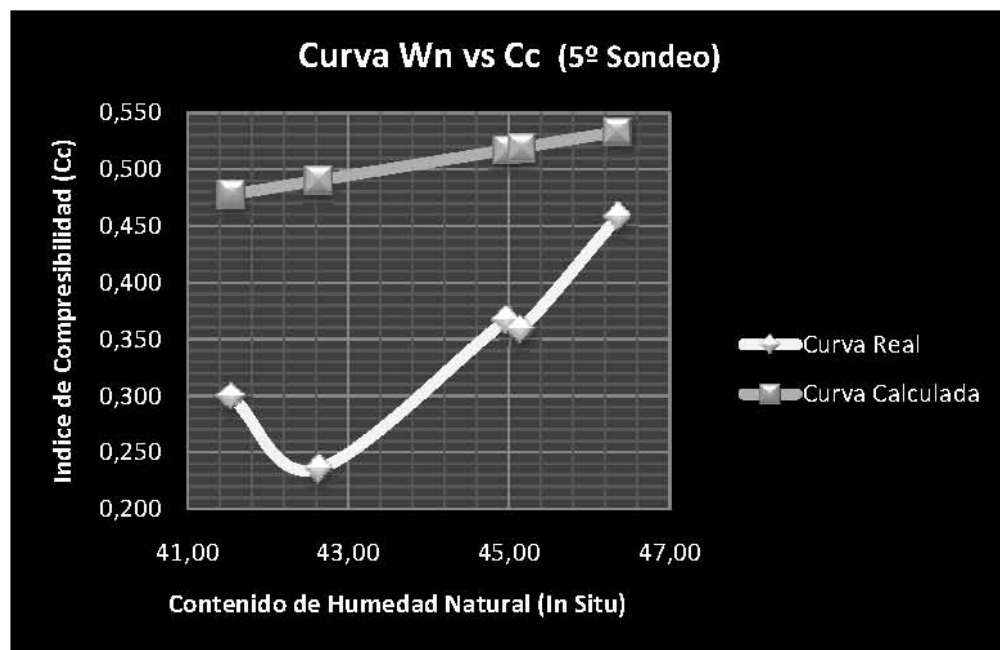
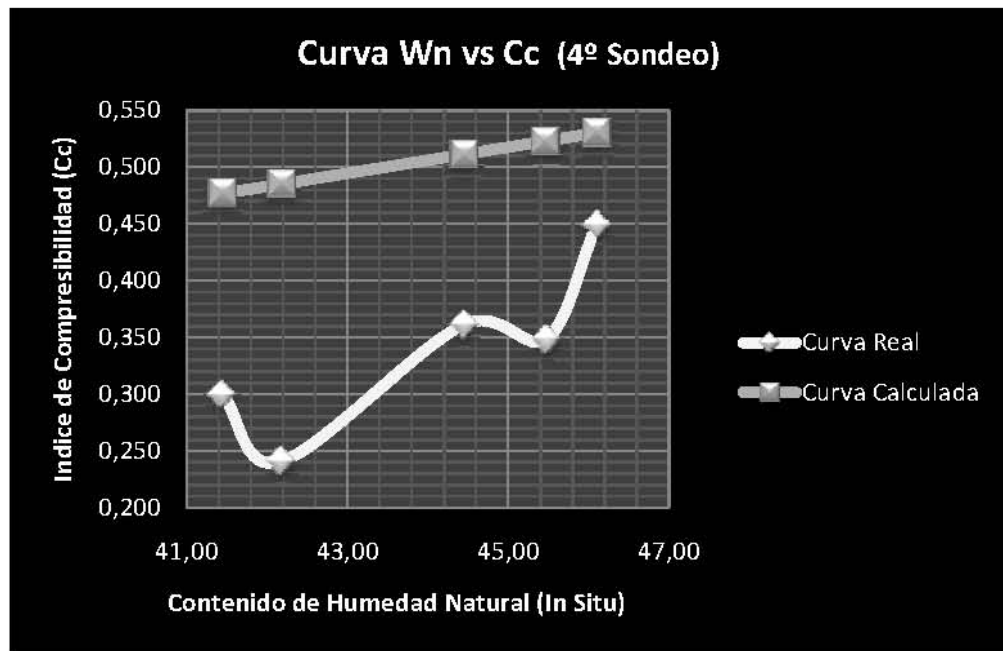
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo N°	Profundidad	Wn (in situ)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	36,38	0,180	0,418
4	2	41,44	0,300	0,477
5	2	41,54	0,300	0,478
3	2	41,69	0,306	0,479
4	1	42,18	0,241	0,485
5	1	42,63	0,235	0,490
3	1	43,00	0,283	0,495
2	1	43,30	0,238	0,498
1	4	43,70	0,328	0,503
2	3	43,88	0,281	0,505
2	2	44,00	0,209	0,506
4	3	44,44	0,361	0,511
5	3	44,97	0,367	0,517
5	4	45,15	0,358	0,519
4	4	45,47	0,348	0,523
1	1	45,70	0,255	0,526
3	4	45,93	0,350	0,528
3	3	45,95	0,374	0,528
1	3	46,10	0,140	0,530
4	5	46,10	0,450	0,530
3	5	46,28	0,466	0,532
5	5	46,36	0,458	0,533
2	5	46,50	0,394	0,535
1	2	48,10	0,190	0,553
2	4	49,10	0,219	0,565



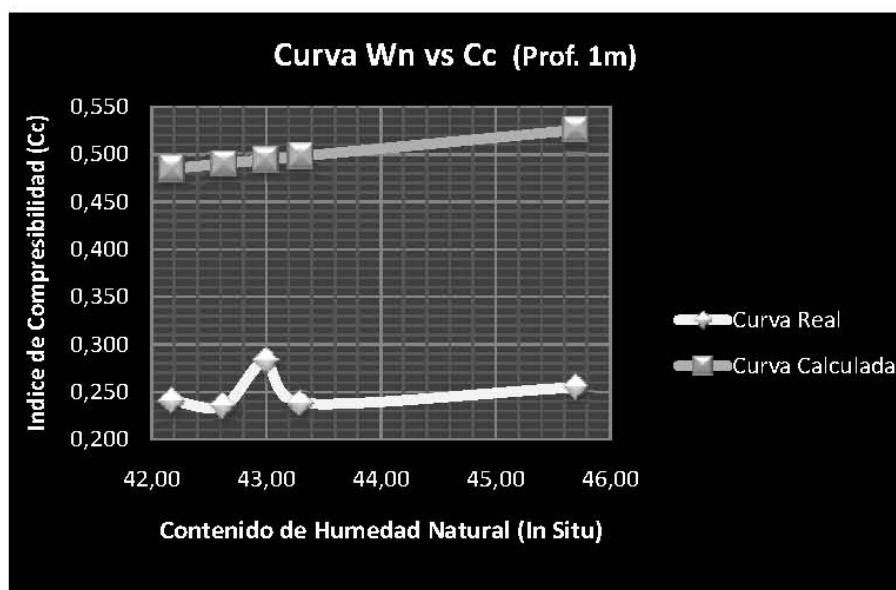
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo N°	Profundidad	Wn (in situ)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	36,38	0,180	0,418
1	4	43,70	0,328	0,503
1	1	45,70	0,255	0,526
1	3	46,10	0,140	0,530
1	2	48,10	0,190	0,553
2	1	43,30	0,238	0,498
2	3	43,88	0,281	0,505
2	2	44,00	0,209	0,506
2	5	46,50	0,394	0,535
2	4	49,10	0,219	0,565
3	2	41,69	0,306	0,479
3	1	43,00	0,283	0,495
3	4	45,93	0,350	0,528
3	3	45,95	0,374	0,528
3	5	46,28	0,466	0,532
4	2	41,44	0,300	0,477
4	1	42,18	0,241	0,485
4	3	44,44	0,361	0,511
4	4	45,47	0,348	0,523
4	5	46,10	0,450	0,530
5	2	41,54	0,300	0,478
5	1	42,63	0,235	0,490
5	3	44,97	0,367	0,517
5	4	45,15	0,358	0,519
5	5	46,36	0,458	0,533

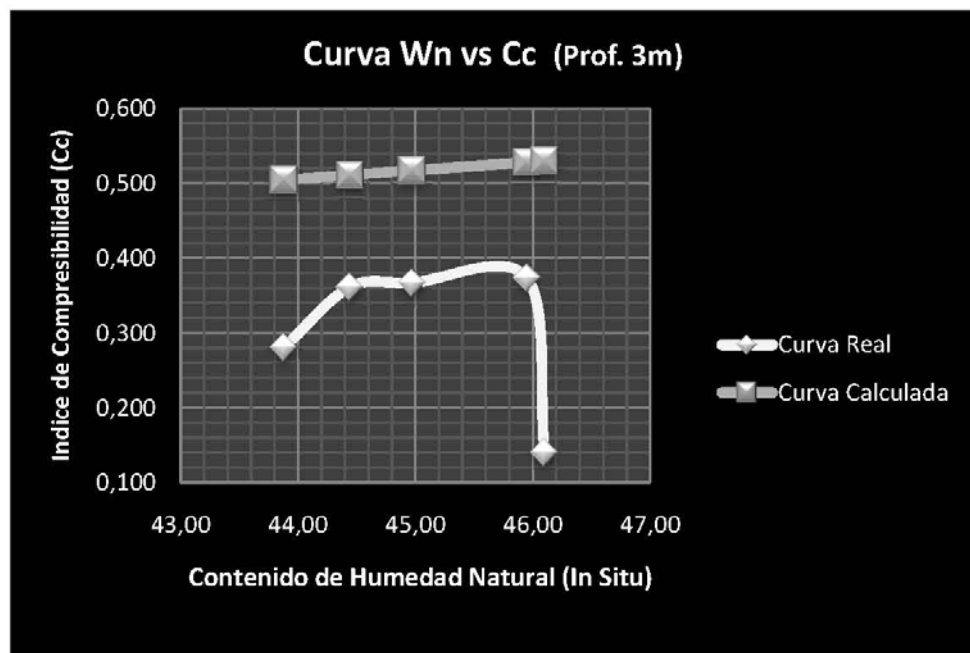
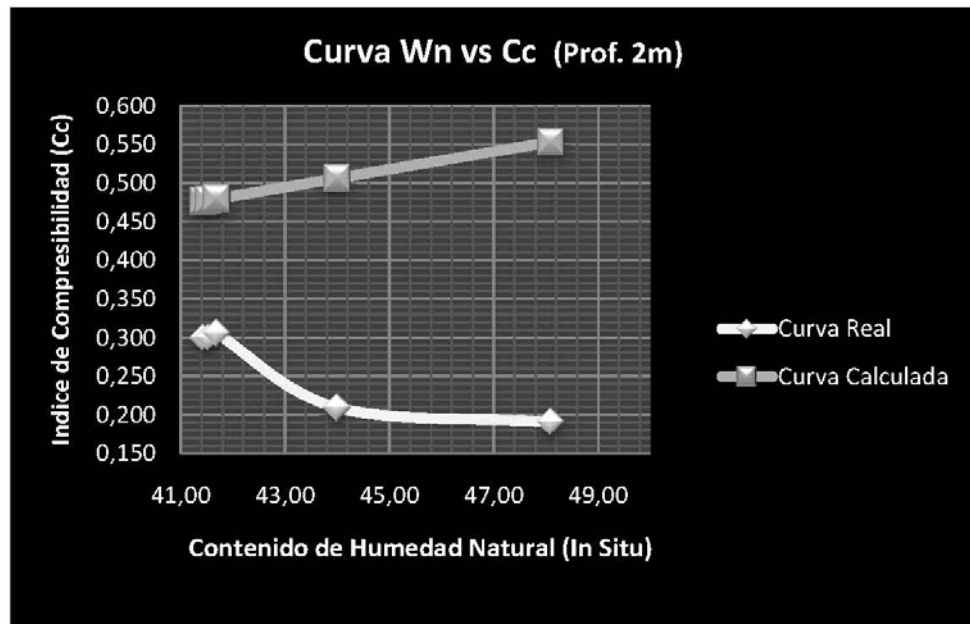


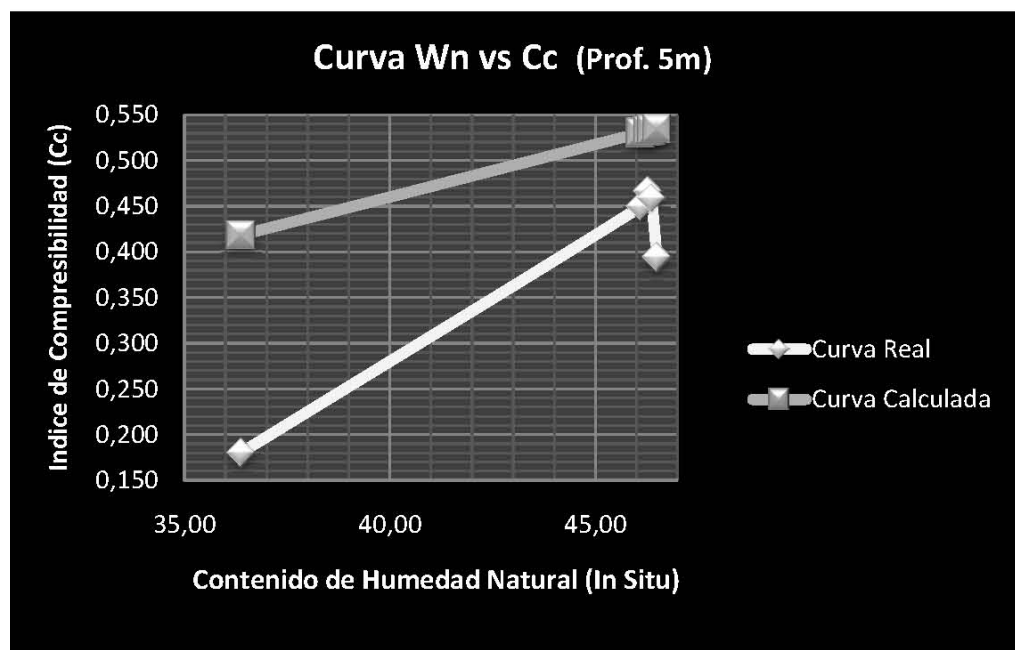
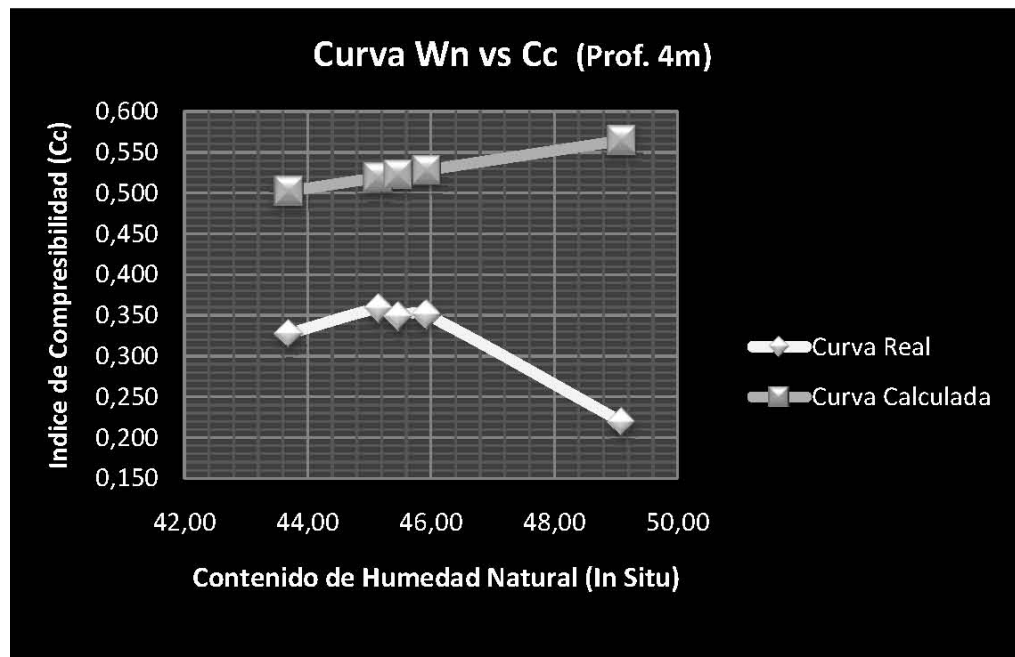




INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	Wn (in situ)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	4	42,18	0,241	0,485
	5	42,63	0,235	0,490
	3	43,00	0,283	0,495
	2	43,30	0,238	0,498
	1	45,70	0,255	0,526
2	4	41,44	0,300	0,477
	5	41,54	0,300	0,478
	3	41,69	0,306	0,479
	2	44,00	0,209	0,506
	1	48,10	0,190	0,553
3	2	43,88	0,281	0,505
	4	44,44	0,361	0,511
	5	44,97	0,367	0,517
	3	45,95	0,374	0,528
	1	46,10	0,140	0,530
4	1	43,70	0,328	0,503
	5	45,15	0,358	0,519
	4	45,47	0,348	0,523
	3	45,93	0,350	0,528
	2	49,10	0,219	0,565
5	1	36,38	0,180	0,418
	4	46,10	0,450	0,530
	3	46,28	0,466	0,532
	5	46,36	0,458	0,533
	2	46,50	0,394	0,535





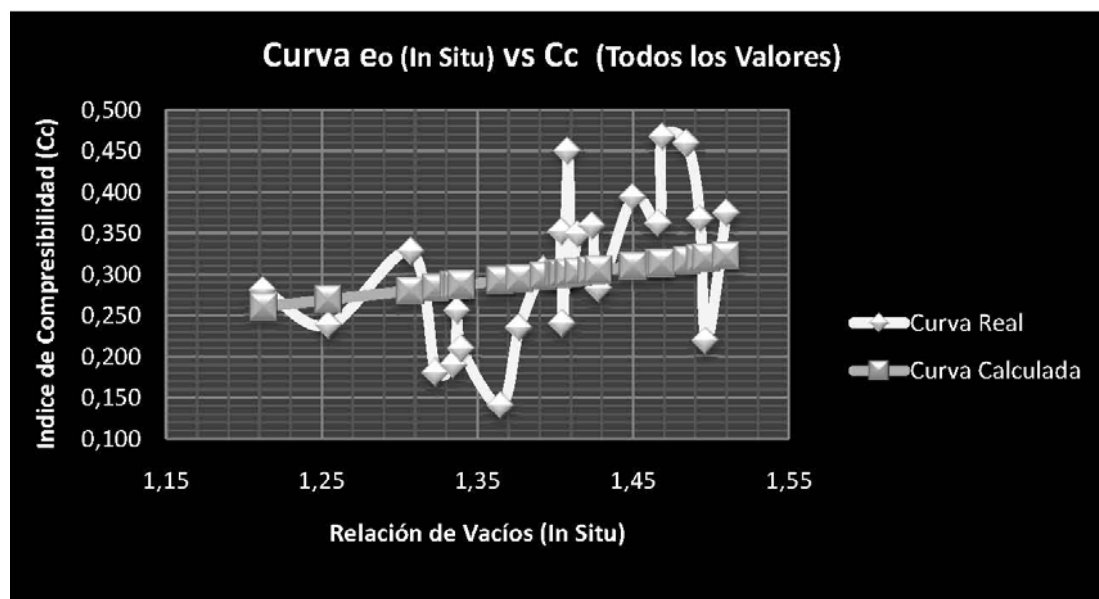


$$C_c = 0,208 e_0 + 0,0083 \quad - \quad \text{Azzouz et al. (1976)} \quad - \quad \text{Para Arcillas de Chicago}$$

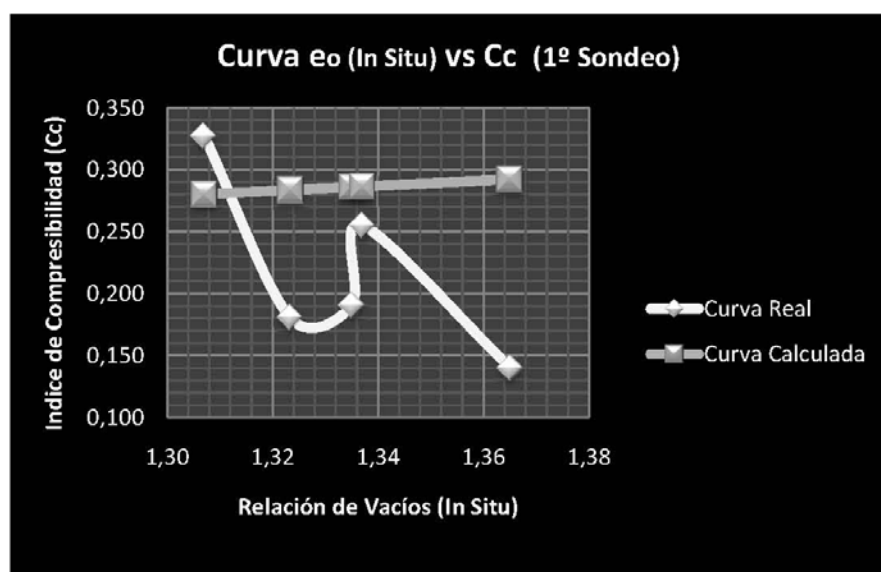
$$C_c = A * e_0 + B$$

CORRELACIÓN DE AZZOUZ ET AL. PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo N°	Relación de Vacíos (in situ)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	1,34	0,208	0,0083	0,255	0,286
2		1,34	0,208	0,0083	0,190	0,286
3		1,37	0,208	0,0083	0,140	0,292
4		1,31	0,208	0,0083	0,328	0,280
5		1,32	0,208	0,0083	0,180	0,284
1	2	1,25	0,208	0,0083	0,238	0,269
2		1,34	0,208	0,0083	0,209	0,287
3		1,21	0,208	0,0083	0,281	0,261
4		1,50	0,208	0,0083	0,219	0,320
5		1,45	0,208	0,0083	0,394	0,310
1	3	1,43	0,208	0,0083	0,283	0,305
2		1,39	0,208	0,0083	0,306	0,298
3		1,51	0,208	0,0083	0,374	0,322
4		1,40	0,208	0,0083	0,350	0,300
5		1,47	0,208	0,0083	0,466	0,314
1	4	1,40	0,208	0,0083	0,241	0,301
2		1,41	0,208	0,0083	0,300	0,302
3		1,47	0,208	0,0083	0,361	0,313
4		1,41	0,208	0,0083	0,348	0,303
5		1,41	0,208	0,0083	0,450	0,301
1	5	1,38	0,208	0,0083	0,235	0,295
2		1,40	0,208	0,0083	0,300	0,300
3		1,49	0,208	0,0083	0,367	0,319
4		1,42	0,208	0,0083	0,358	0,304
5		1,48	0,208	0,0083	0,458	0,317

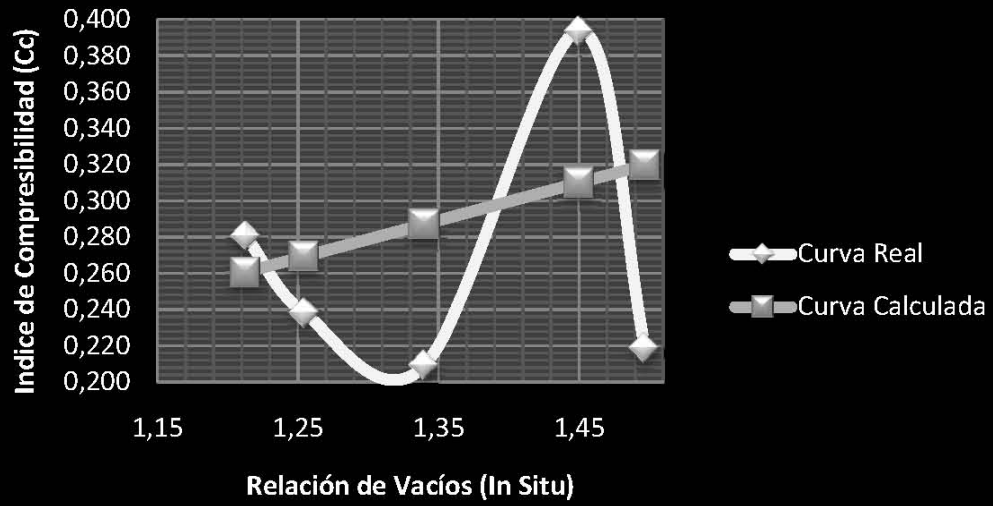
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo N°	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
2	3	1,21	0,281	0,261
2	1	1,25	0,238	0,269
1	4	1,31	0,328	0,280
1	5	1,32	0,180	0,284
1	2	1,34	0,190	0,286
1	1	1,34	0,255	0,286
2	2	1,34	0,209	0,287
1	3	1,37	0,140	0,292
5	1	1,38	0,235	0,295
3	2	1,39	0,306	0,298
5	2	1,40	0,300	0,300
3	4	1,40	0,350	0,300
4	1	1,40	0,241	0,301
4	5	1,41	0,450	0,301
4	2	1,41	0,300	0,302
4	4	1,41	0,348	0,303
5	4	1,42	0,358	0,304
3	1	1,43	0,283	0,305
2	5	1,45	0,394	0,310
4	3	1,47	0,361	0,313
3	5	1,47	0,466	0,314
5	5	1,48	0,458	0,317
5	3	1,49	0,367	0,319
2	4	1,50	0,219	0,320
3	3	1,51	0,374	0,322



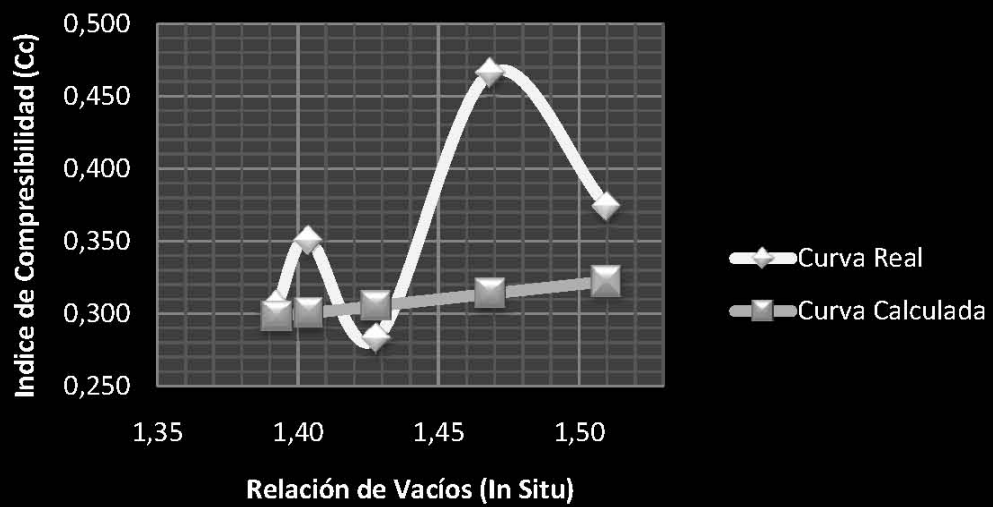
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo N°	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	4	1,31	0,328	0,280
1	5	1,32	0,180	0,284
1	2	1,34	0,190	0,286
1	1	1,34	0,255	0,286
1	3	1,37	0,140	0,292
2	3	1,21	0,281	0,261
2	1	1,25	0,238	0,269
2	2	1,34	0,209	0,287
2	5	1,45	0,394	0,310
2	4	1,50	0,219	0,320
3	2	1,39	0,306	0,298
3	4	1,40	0,350	0,300
3	1	1,43	0,283	0,305
3	5	1,47	0,466	0,314
3	3	1,51	0,374	0,322
4	1	1,40	0,241	0,301
4	5	1,41	0,450	0,301
4	2	1,41	0,300	0,302
4	4	1,41	0,348	0,303
4	3	1,47	0,361	0,313
5	1	1,38	0,235	0,295
5	2	1,40	0,300	0,300
5	4	1,42	0,358	0,304
5	5	1,48	0,458	0,317
5	3	1,49	0,367	0,319

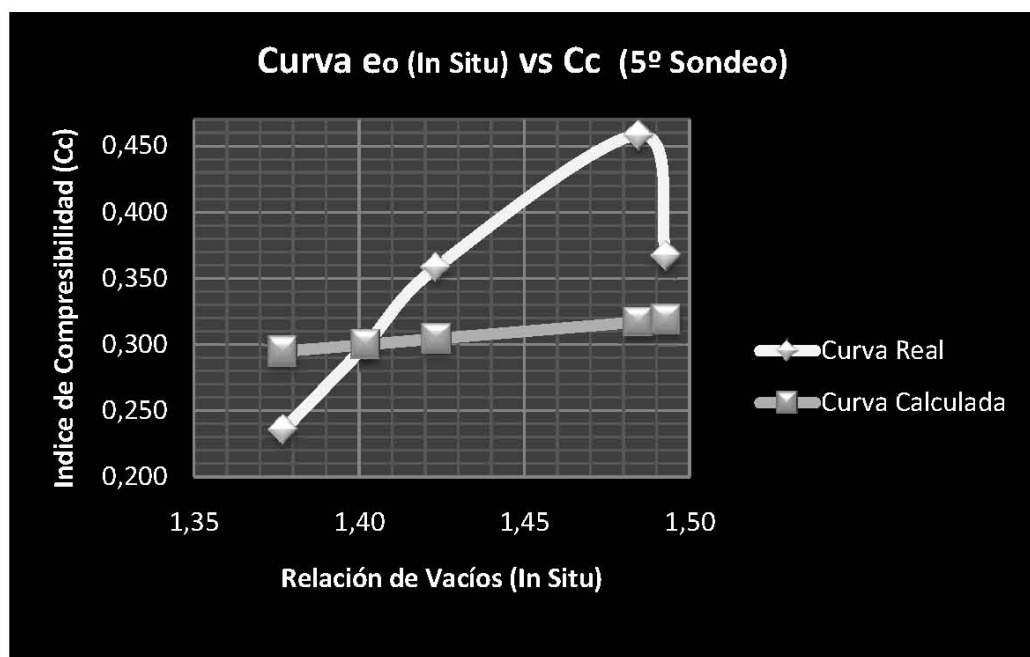
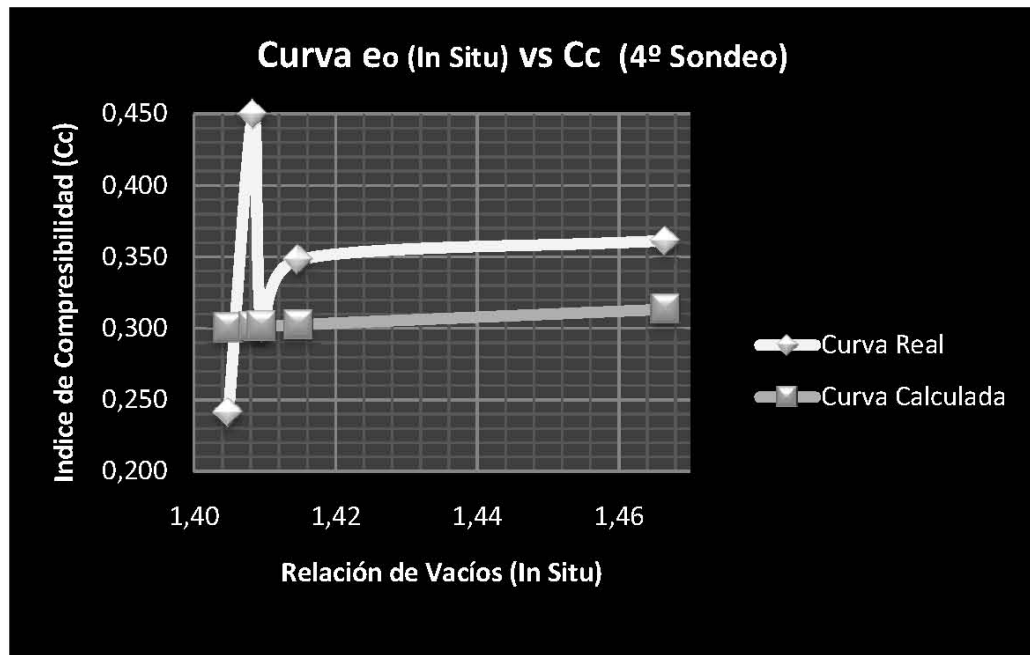


Curva e_o (In Situ) vs C_c (2º Sondeo)

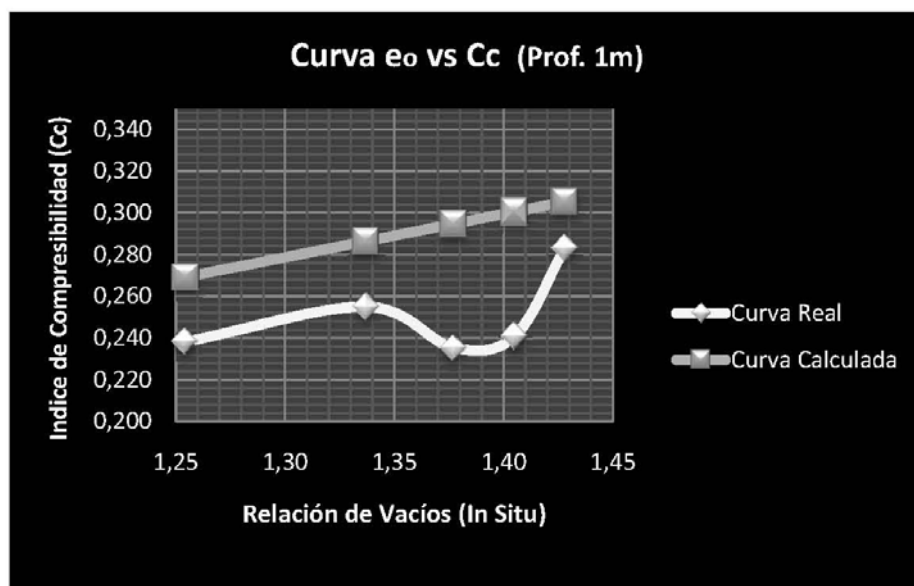


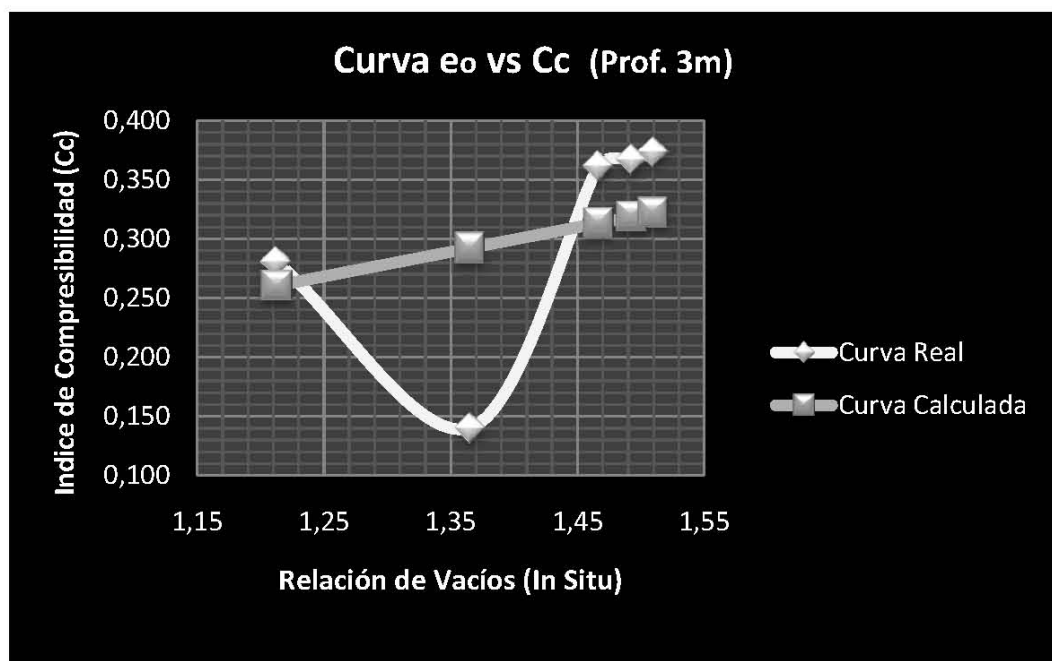
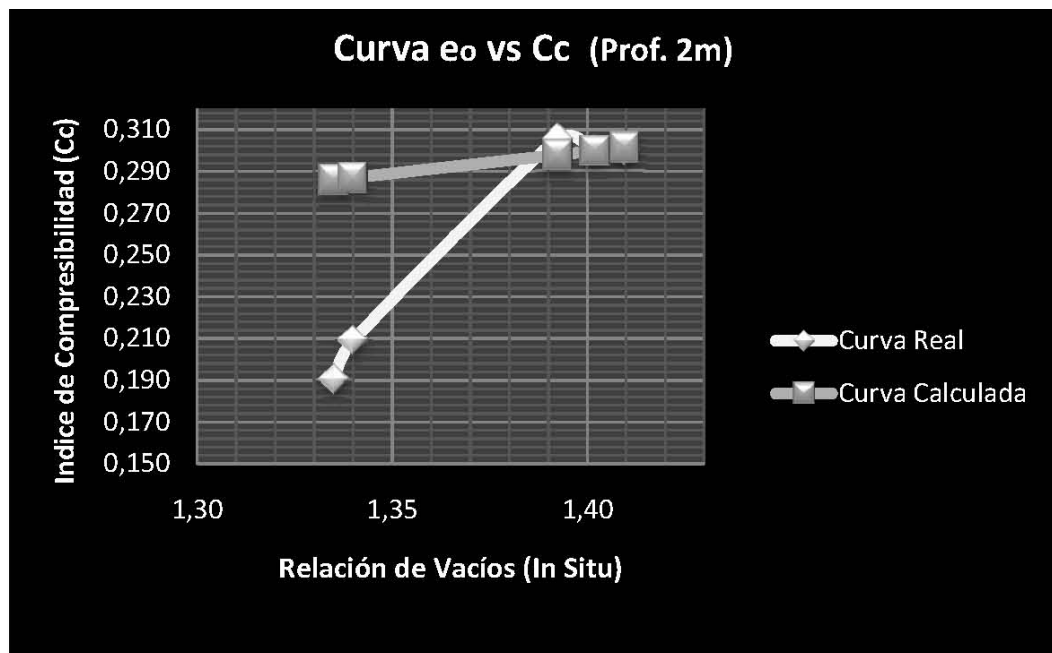
Curva e_o (In Situ) vs C_c (3º Sondeo)

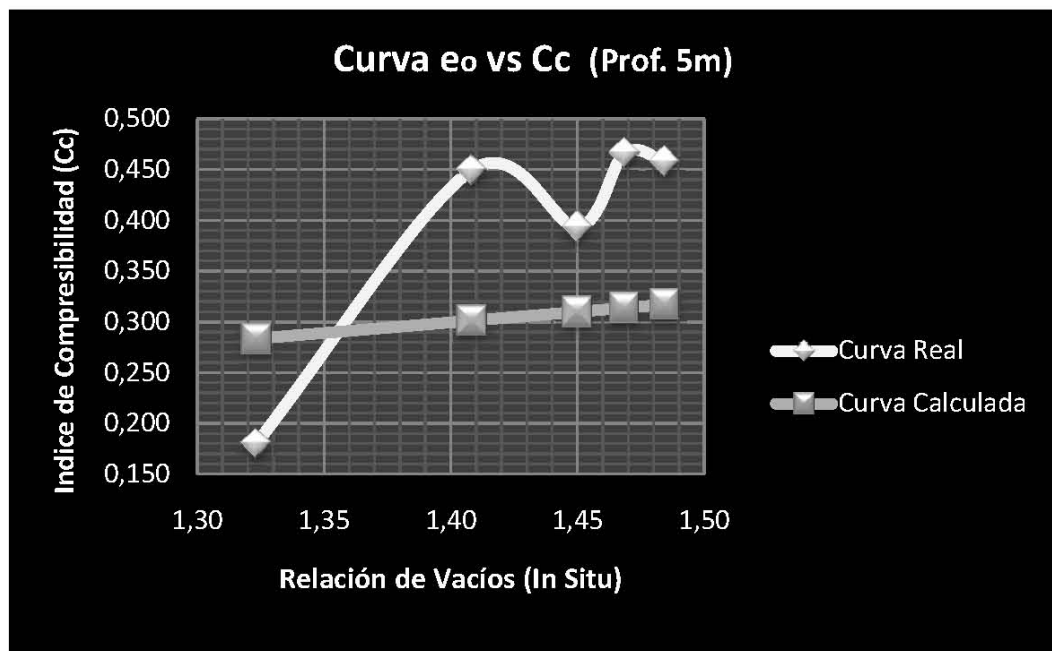
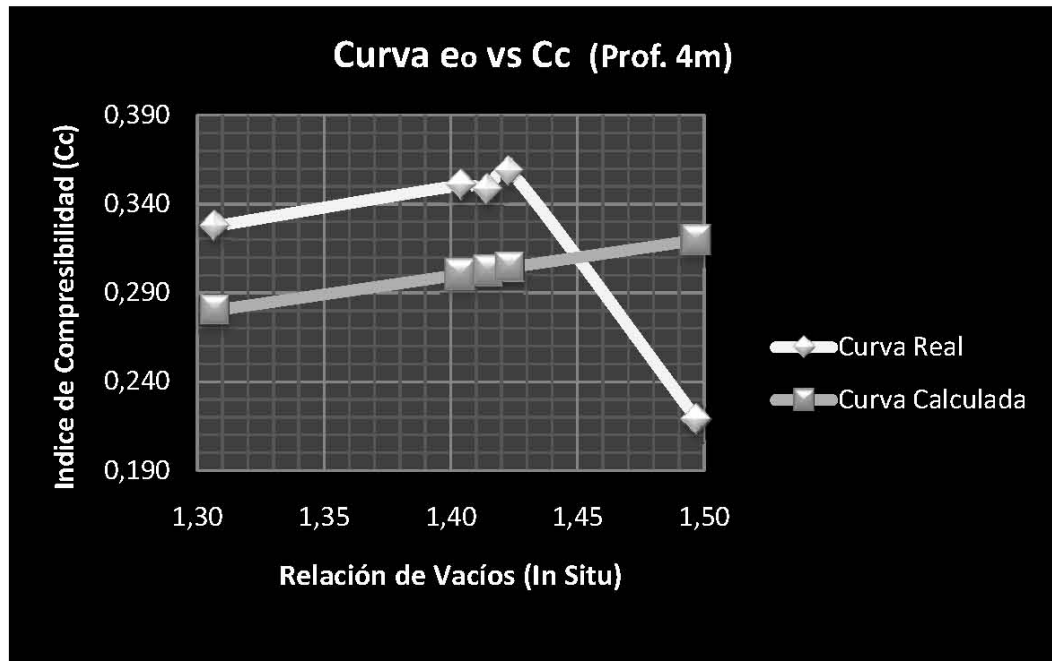




INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo Nº	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	2	1,25	0,238	0,269
1	1	1,34	0,255	0,286
1	5	1,38	0,235	0,295
1	4	1,40	0,241	0,301
1	3	1,43	0,283	0,305
2	1	1,34	0,190	0,286
2	2	1,34	0,209	0,287
2	3	1,39	0,306	0,298
2	5	1,40	0,300	0,300
2	4	1,41	0,300	0,302
3	2	1,21	0,281	0,261
3	1	1,37	0,140	0,292
3	4	1,47	0,361	0,313
3	5	1,49	0,367	0,319
3	3	1,51	0,374	0,322
4	1	1,31	0,328	0,280
4	3	1,40	0,350	0,300
4	4	1,41	0,348	0,303
4	5	1,42	0,358	0,304
4	2	1,50	0,219	0,320
5	1	1,32	0,180	0,284
5	4	1,41	0,450	0,301
5	2	1,45	0,394	0,310
5	3	1,47	0,466	0,314
5	5	1,48	0,458	0,317





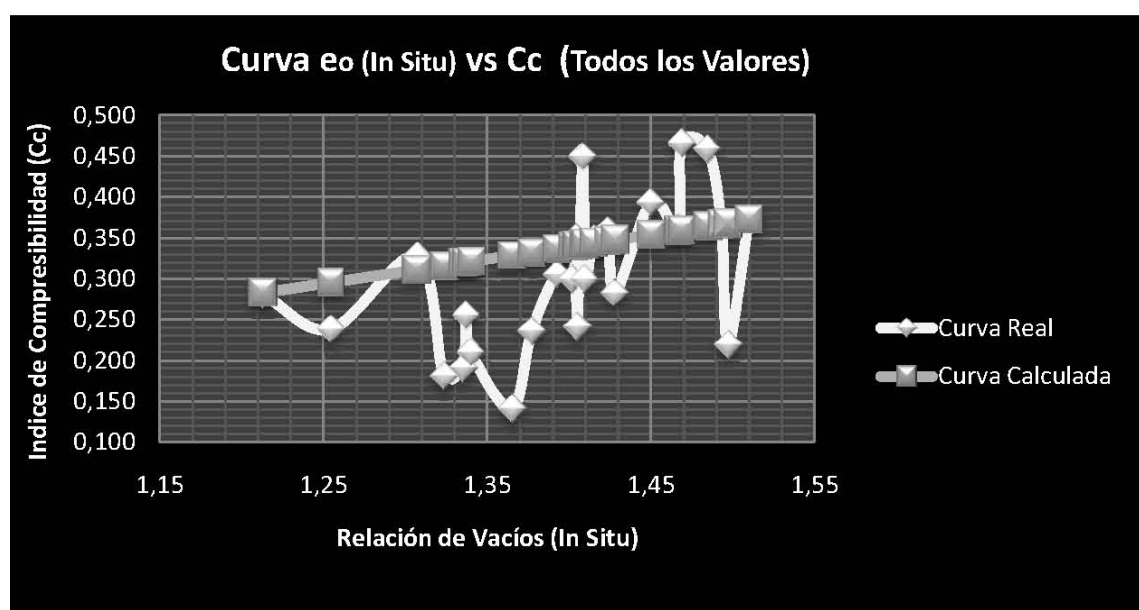


$$C_c = 0,30(e_0 - 0,27) \quad - \quad \text{Hough (1957)} \quad - \quad \text{Para Suelos Inorgánicos Cohesivos}$$

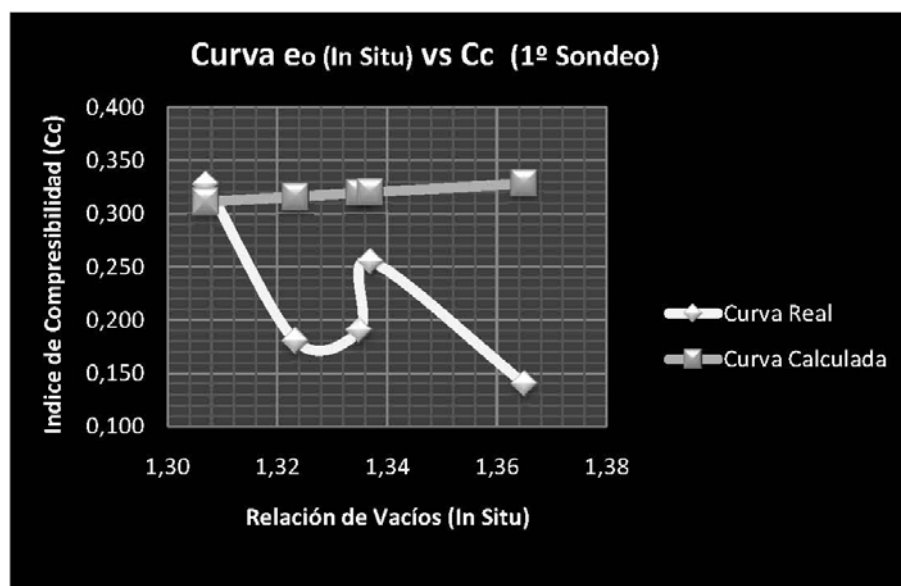
$$C_c = A(e_0 - 0,27)$$

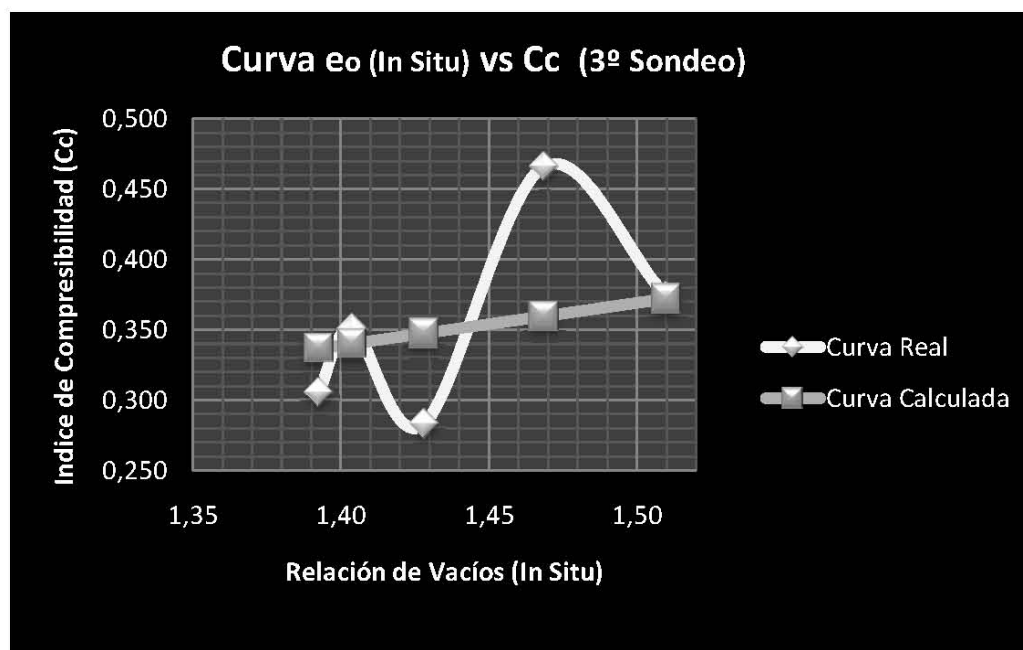
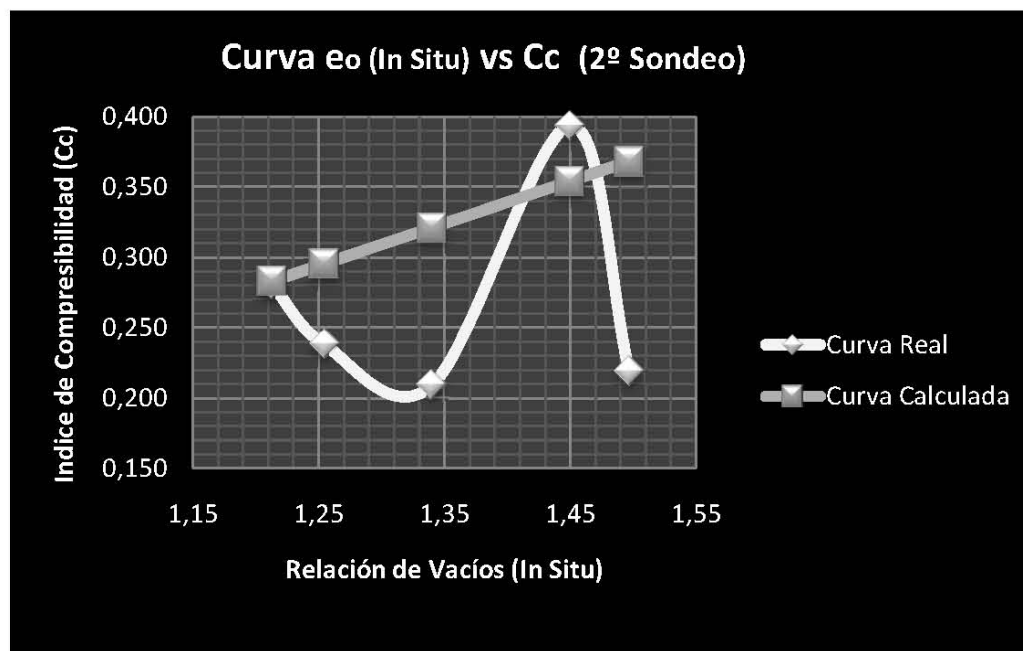
CORRELACIÓN DE HOUGH PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo N°	Relación de Vacíos (in situ)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	1,34	0,300	0,270	0,255	0,320
2		1,34	0,300	0,270	0,190	0,320
3		1,37	0,300	0,270	0,140	0,329
4		1,31	0,300	0,270	0,328	0,311
5		1,32	0,300	0,270	0,180	0,316
1	2	1,25	0,300	0,270	0,238	0,295
2		1,34	0,300	0,270	0,209	0,321
3		1,21	0,300	0,270	0,281	0,283
4		1,50	0,300	0,270	0,219	0,368
5		1,45	0,300	0,270	0,394	0,354
1	3	1,43	0,300	0,270	0,283	0,347
2		1,39	0,300	0,270	0,306	0,337
3		1,51	0,300	0,270	0,374	0,372
4		1,40	0,300	0,270	0,350	0,340
5		1,47	0,300	0,270	0,466	0,360
1	4	1,40	0,300	0,270	0,241	0,340
2		1,41	0,300	0,270	0,300	0,342
3		1,47	0,300	0,270	0,361	0,359
4		1,41	0,300	0,270	0,348	0,343
5		1,41	0,300	0,270	0,450	0,342
1	5	1,38	0,300	0,270	0,235	0,332
2		1,40	0,300	0,270	0,300	0,340
3		1,49	0,300	0,270	0,367	0,367
4		1,42	0,300	0,270	0,358	0,346
5		1,48	0,300	0,270	0,458	0,364

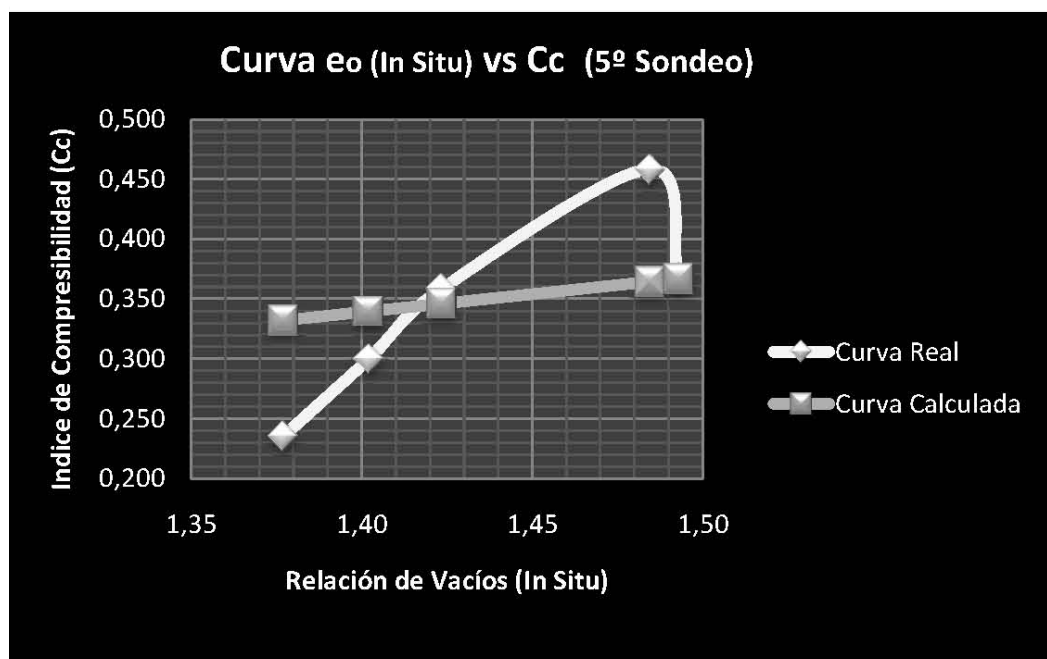
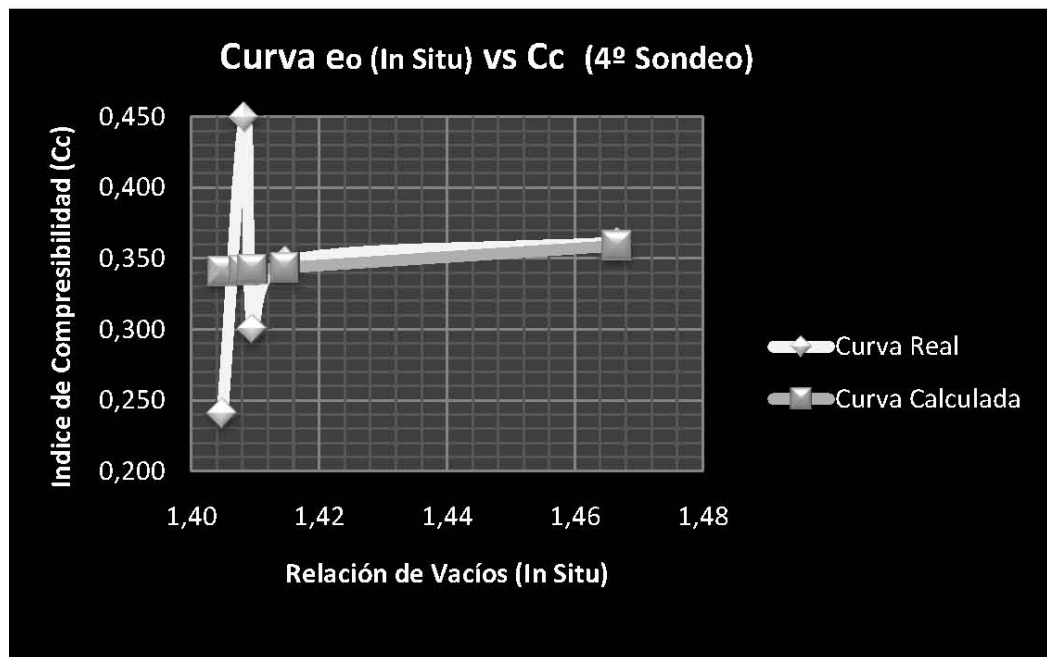
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo N°	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
2	3	1,21	0,281	0,283
2	1	1,25	0,238	0,295
1	4	1,31	0,328	0,311
1	5	1,32	0,180	0,316
1	2	1,34	0,190	0,320
1	1	1,34	0,255	0,320
2	2	1,34	0,209	0,321
1	3	1,37	0,140	0,329
5	1	1,38	0,235	0,332
3	2	1,39	0,306	0,337
5	2	1,40	0,300	0,340
3	4	1,40	0,350	0,340
4	1	1,40	0,241	0,340
4	5	1,41	0,450	0,342
4	2	1,41	0,300	0,342
4	4	1,41	0,348	0,343
5	4	1,42	0,358	0,346
3	1	1,43	0,283	0,347
2	5	1,45	0,394	0,354
4	3	1,47	0,361	0,359
3	5	1,47	0,466	0,360
5	5	1,48	0,458	0,364
5	3	1,49	0,367	0,367
2	4	1,50	0,219	0,368
3	3	1,51	0,374	0,372



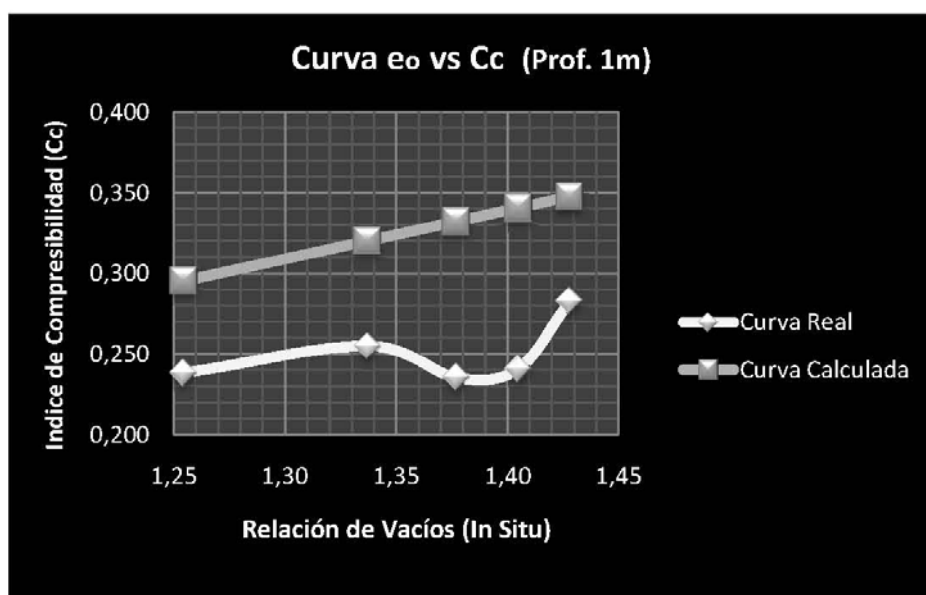
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo N°	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	4	1,31	0,328	0,311
1	5	1,32	0,180	0,316
1	2	1,34	0,190	0,320
1	1	1,34	0,255	0,320
1	3	1,37	0,140	0,329
2	3	1,21	0,281	0,283
2	1	1,25	0,238	0,295
2	2	1,34	0,209	0,321
2	5	1,45	0,394	0,354
2	4	1,50	0,219	0,368
3	2	1,39	0,306	0,337
3	4	1,40	0,350	0,340
3	1	1,43	0,283	0,347
3	5	1,47	0,466	0,360
3	3	1,51	0,374	0,372
4	1	1,40	0,241	0,340
4	5	1,41	0,450	0,342
4	2	1,41	0,300	0,342
4	4	1,41	0,348	0,343
4	3	1,47	0,361	0,359
5	1	1,38	0,235	0,332
5	2	1,40	0,300	0,340
5	4	1,42	0,358	0,346
5	5	1,48	0,458	0,364
5	3	1,49	0,367	0,367

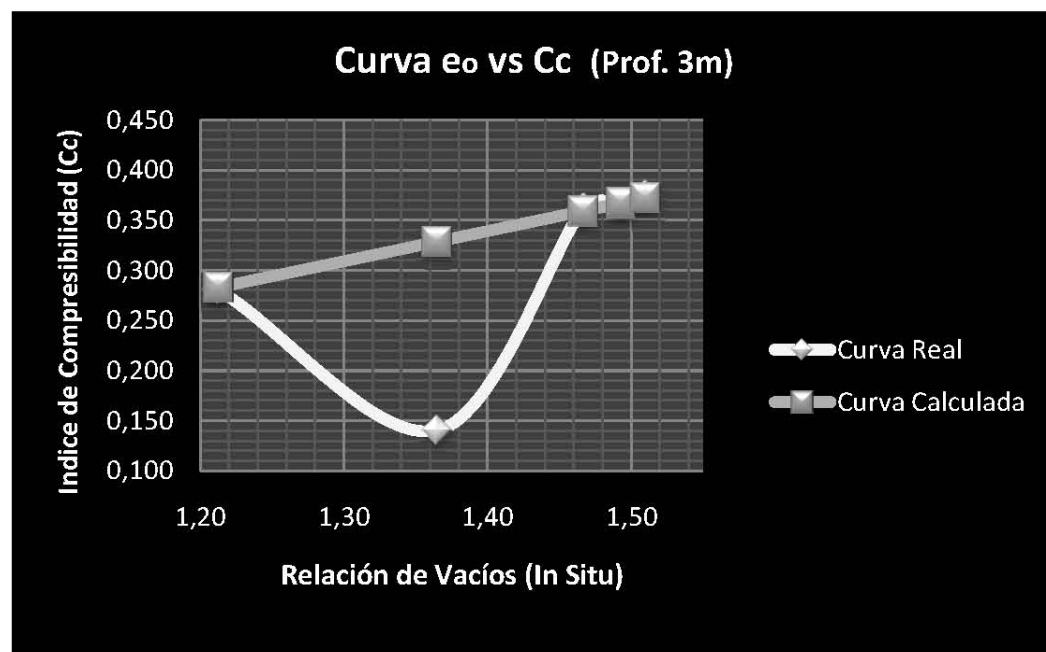
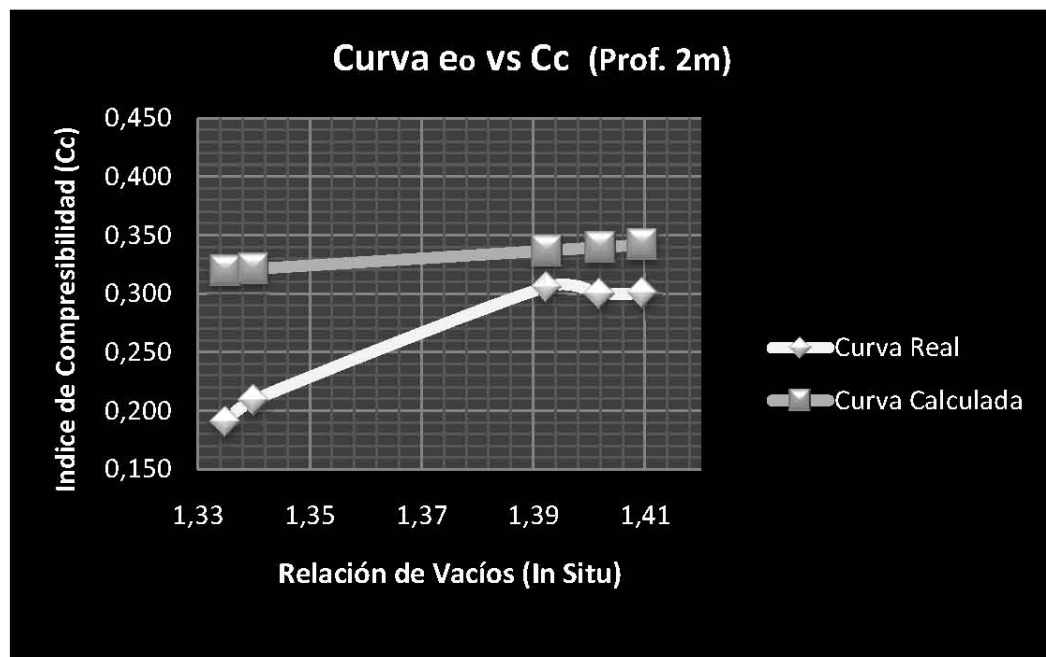


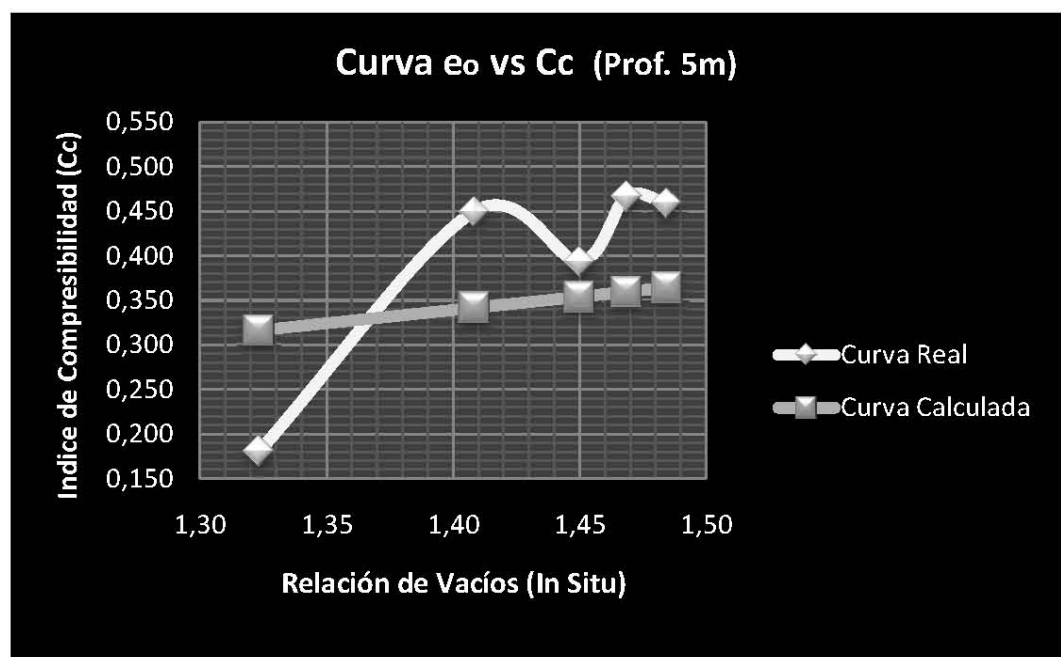
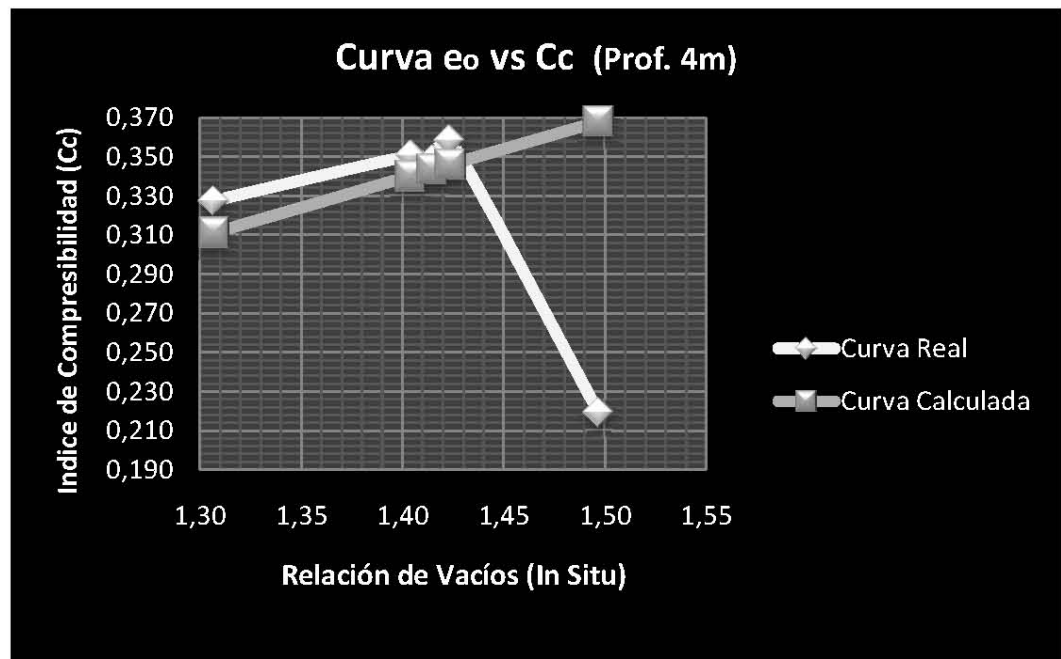




INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	2	1,25	0,238	0,295
1	1	1,34	0,255	0,320
1	5	1,38	0,235	0,332
1	4	1,40	0,241	0,340
1	3	1,43	0,283	0,347
2	1	1,34	0,190	0,320
2	2	1,34	0,209	0,321
2	3	1,39	0,306	0,337
2	5	1,40	0,300	0,340
2	4	1,41	0,300	0,342
3	2	1,21	0,281	0,283
3	1	1,37	0,140	0,329
3	4	1,47	0,361	0,359
3	5	1,49	0,367	0,367
3	3	1,51	0,374	0,372
4	1	1,31	0,328	0,311
4	3	1,40	0,350	0,340
4	4	1,41	0,348	0,343
4	5	1,42	0,358	0,346
4	2	1,50	0,219	0,368
5	1	1,32	0,180	0,316
5	4	1,41	0,450	0,342
5	2	1,45	0,394	0,354
5	3	1,47	0,466	0,360
5	5	1,48	0,458	0,364





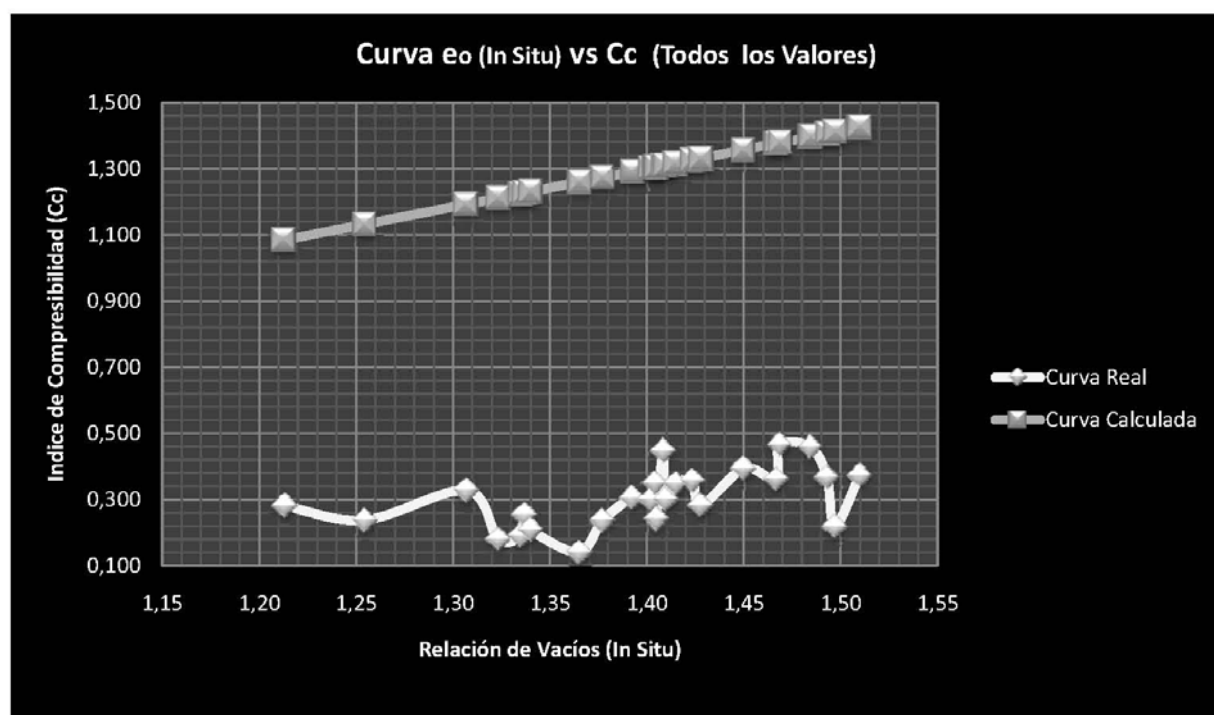


$$C_c = 1,15(e_0 - 0,27) \quad - \quad \text{Nishida (1956)} \quad - \quad \text{Para todas las Arcillas}$$

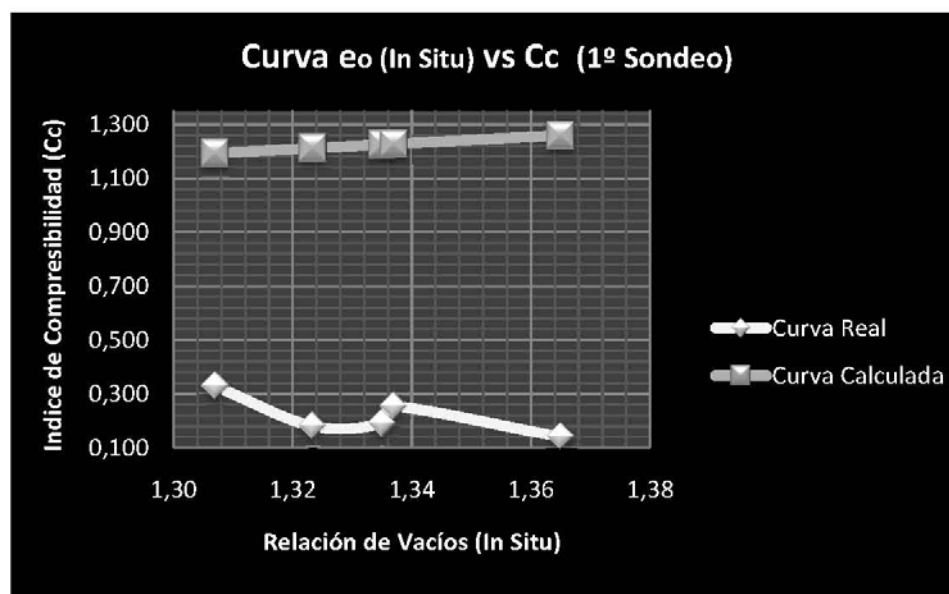
$$C_c = A(e_0 - B)$$

CORRELACIÓN DE NISHIDA PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo N°	Relación de Vacíos (in situ)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	1,34	1,150	0,270	0,255	1,227
2		1,34	1,150	0,270	0,190	1,225
3		1,37	1,150	0,270	0,140	1,259
4		1,31	1,150	0,270	0,328	1,193
5		1,32	1,150	0,270	0,180	1,211
1	2	1,25	1,150	0,270	0,238	1,132
2		1,34	1,150	0,270	0,209	1,231
3		1,21	1,150	0,270	0,281	1,084
4		1,50	1,150	0,270	0,219	1,411
5		1,45	1,150	0,270	0,394	1,357
1	3	1,43	1,150	0,270	0,283	1,332
2		1,39	1,150	0,270	0,306	1,291
3		1,51	1,150	0,270	0,374	1,426
4		1,40	1,150	0,270	0,350	1,304
5		1,47	1,150	0,270	0,466	1,378
1	4	1,40	1,150	0,270	0,241	1,305
2		1,41	1,150	0,270	0,300	1,311
3		1,47	1,150	0,270	0,361	1,376
4		1,41	1,150	0,270	0,348	1,316
5		1,41	1,150	0,270	0,450	1,309
1	5	1,38	1,150	0,270	0,235	1,273
2		1,40	1,150	0,270	0,300	1,302
3		1,49	1,150	0,270	0,367	1,406
4		1,42	1,150	0,270	0,358	1,326
5		1,48	1,150	0,270	0,458	1,397

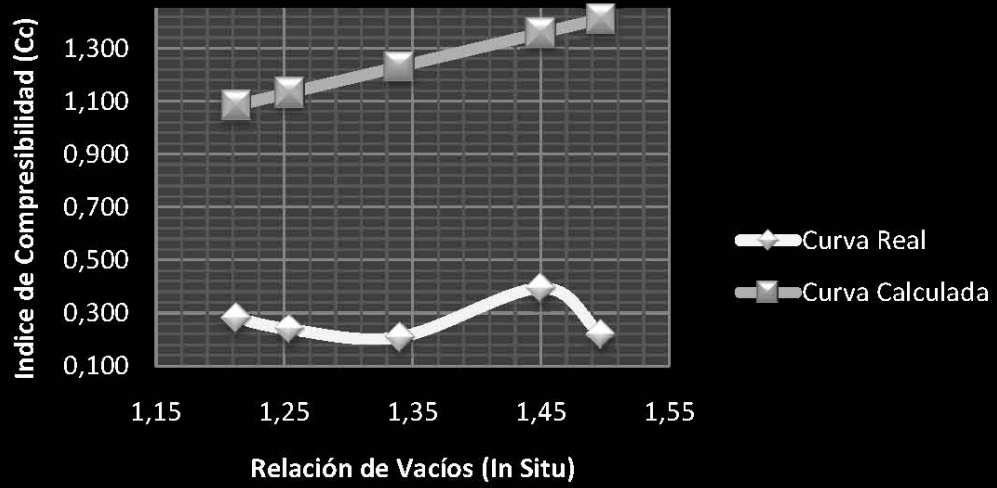
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo Nº	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
2	3	1,21	0,281	1,084
2	1	1,25	0,238	1,132
1	4	1,31	0,328	1,193
1	5	1,32	0,180	1,211
1	2	1,34	0,190	1,225
1	1	1,34	0,255	1,227
2	2	1,34	0,209	1,231
1	3	1,37	0,140	1,259
5	1	1,38	0,235	1,273
3	2	1,39	0,306	1,291
5	2	1,40	0,300	1,302
3	4	1,40	0,350	1,304
4	1	1,40	0,241	1,305
4	5	1,41	0,450	1,309
4	2	1,41	0,300	1,311
4	4	1,41	0,348	1,316
5	4	1,42	0,358	1,326
3	1	1,43	0,283	1,332
2	5	1,45	0,394	1,357
4	3	1,47	0,361	1,376
3	5	1,47	0,466	1,378
5	5	1,48	0,458	1,397
5	3	1,49	0,367	1,406
2	4	1,50	0,219	1,411
3	3	1,51	0,374	1,426



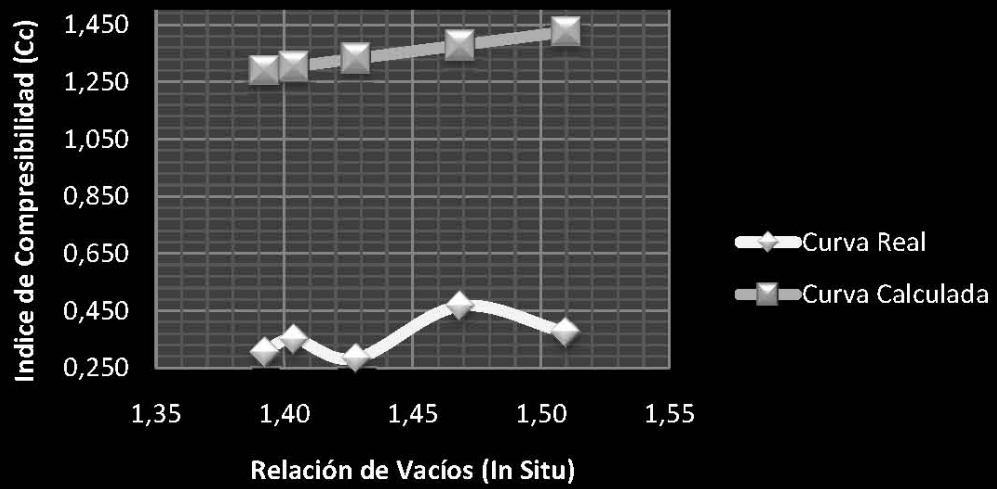
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo N°	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	4	1,31	0,328	1,193
1	5	1,32	0,180	1,211
1	2	1,34	0,190	1,225
1	1	1,34	0,255	1,227
1	3	1,37	0,140	1,259
2	3	1,21	0,281	1,084
2	1	1,25	0,238	1,132
2	2	1,34	0,209	1,231
2	5	1,45	0,394	1,357
2	4	1,50	0,219	1,411
3	2	1,39	0,306	1,291
3	4	1,40	0,350	1,304
3	1	1,43	0,283	1,332
3	5	1,47	0,466	1,378
3	3	1,51	0,374	1,426
4	1	1,40	0,241	1,305
4	5	1,41	0,450	1,309
4	2	1,41	0,300	1,311
4	4	1,41	0,348	1,316
4	3	1,47	0,361	1,376
5	1	1,38	0,235	1,273
5	2	1,40	0,300	1,302
5	4	1,42	0,358	1,326
5	5	1,48	0,458	1,397
5	3	1,49	0,367	1,406

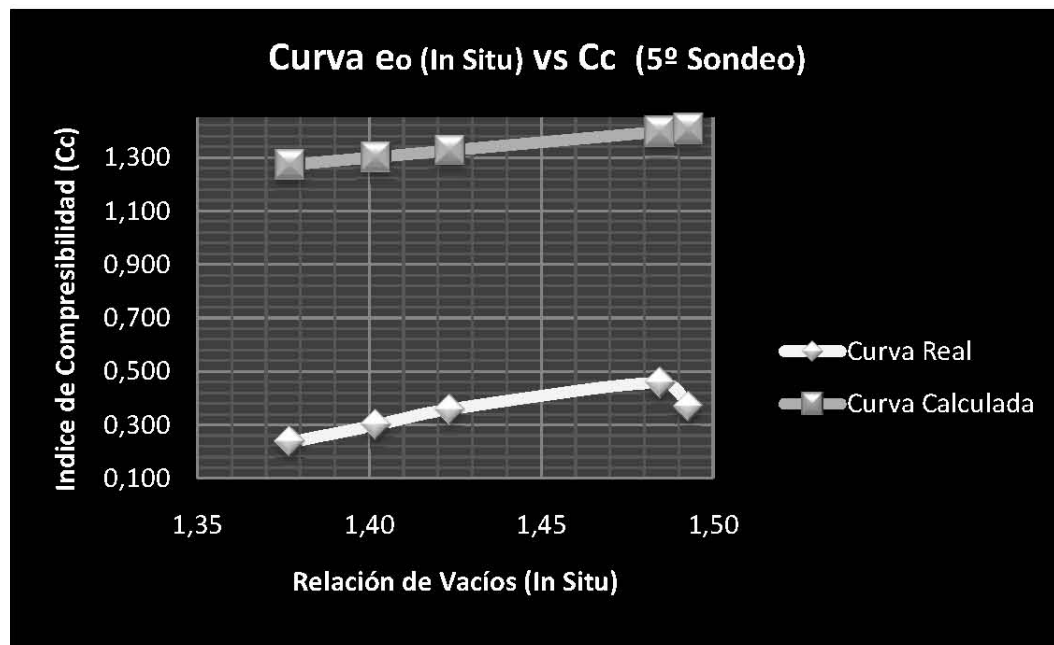
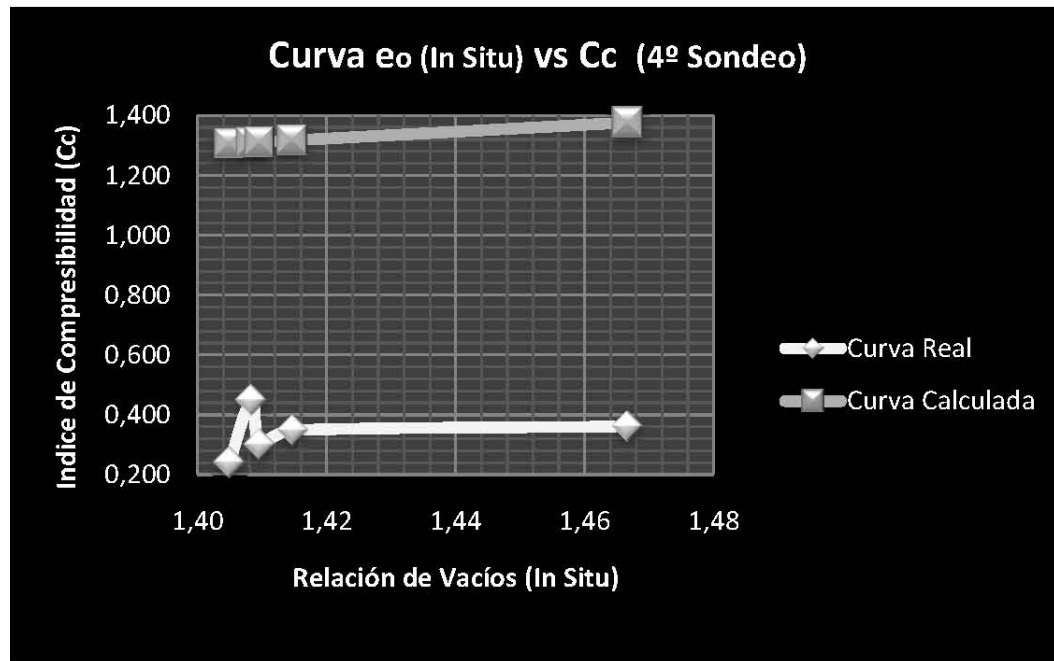


Curva e_o (In Situ) vs C_c (2º Sondeo)

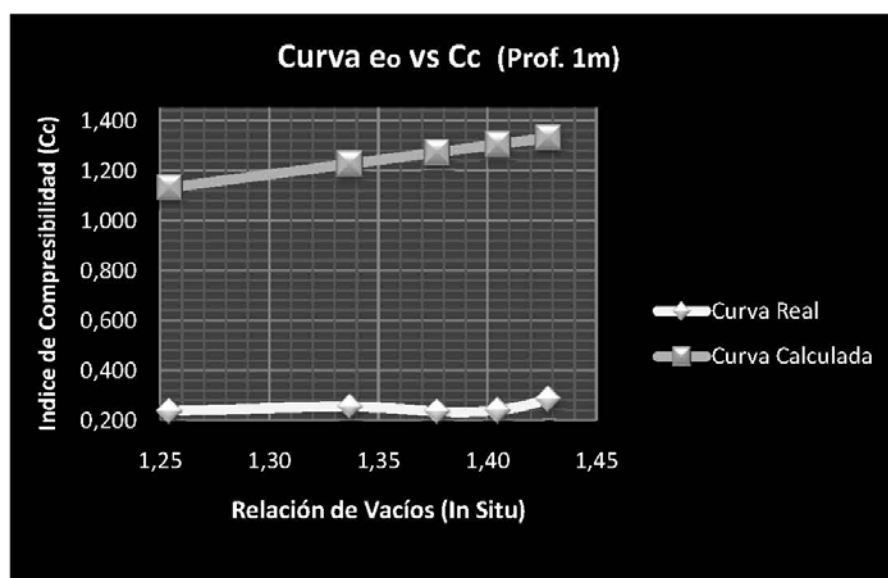


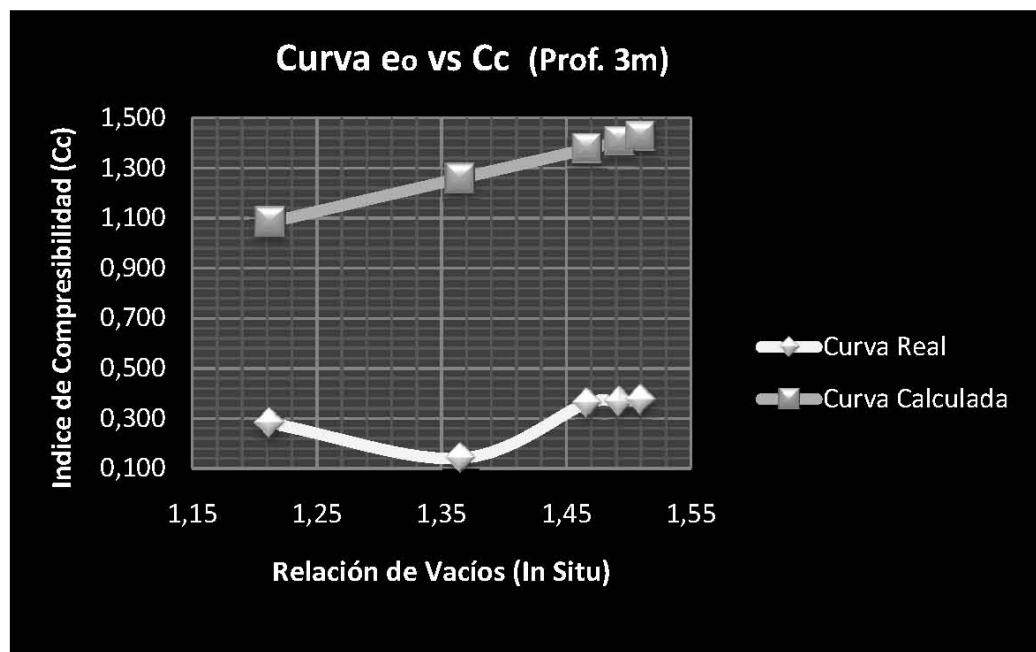
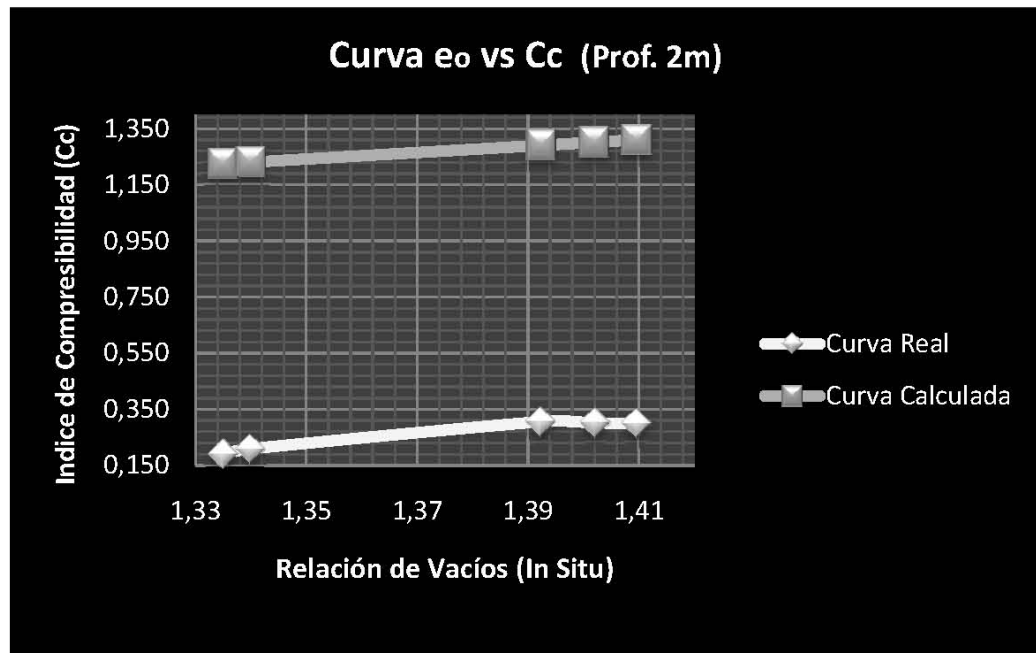
Curva e_o (In Situ) vs C_c (3º Sondeo)

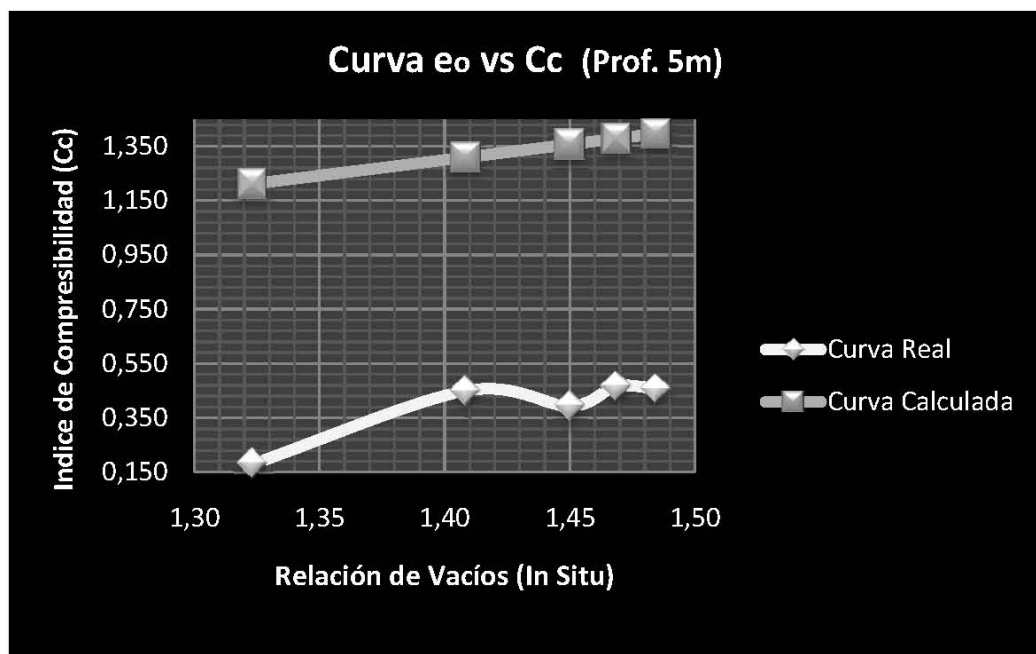
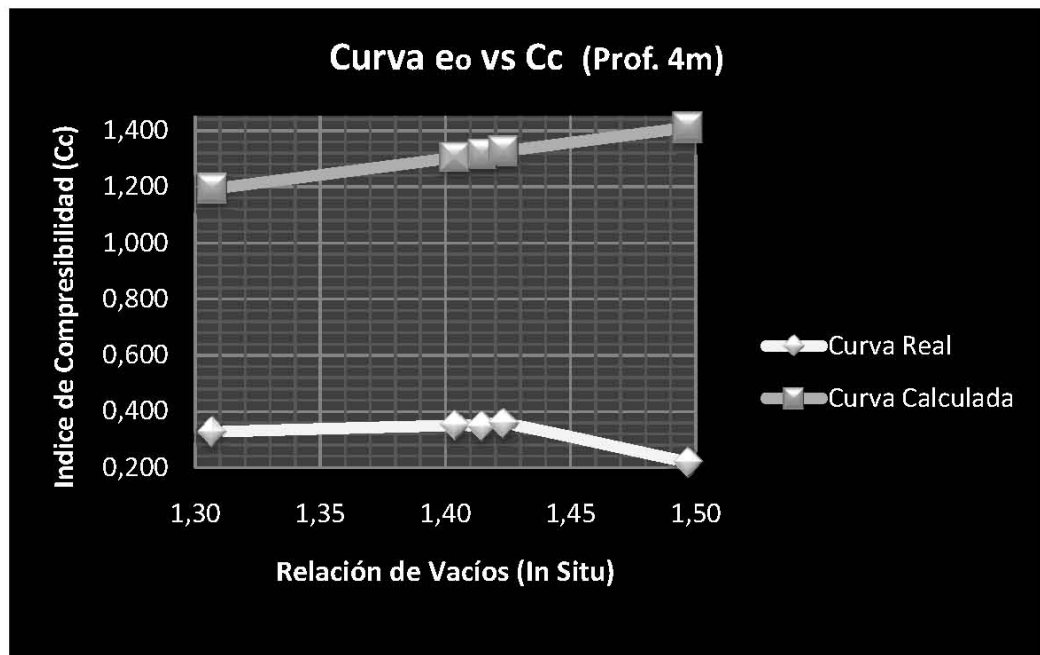




INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo Nº	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	2	1,25	0,238	1,132
1	1	1,34	0,255	1,227
1	5	1,38	0,235	1,273
1	4	1,40	0,241	1,305
1	3	1,43	0,283	1,332
2	1	1,34	0,190	1,225
2	2	1,34	0,209	1,231
2	3	1,39	0,306	1,291
2	5	1,40	0,300	1,302
2	4	1,41	0,300	1,311
3	2	1,21	0,281	1,084
3	1	1,37	0,140	1,259
3	4	1,47	0,361	1,376
3	5	1,49	0,367	1,406
3	3	1,51	0,374	1,426
4	1	1,31	0,328	1,193
4	3	1,40	0,350	1,304
4	4	1,41	0,348	1,316
4	5	1,42	0,358	1,326
4	2	1,50	0,219	1,411
5	1	1,32	0,180	1,211
5	4	1,41	0,450	1,309
5	2	1,45	0,394	1,357
5	3	1,47	0,466	1,378
5	5	1,48	0,458	1,397







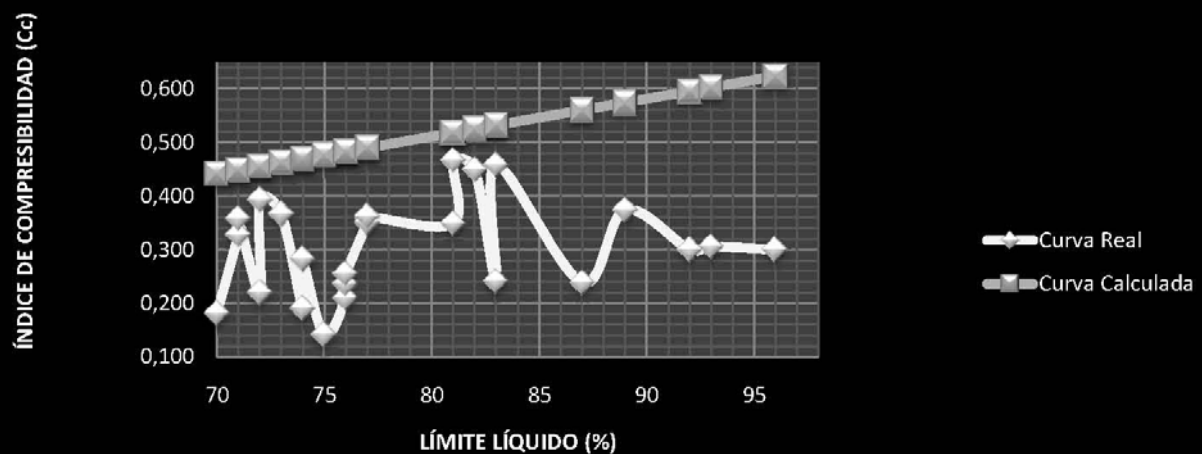
$$Cc = 0,007(LL - 7) \quad - \quad \text{Skempton (1944)} \quad - \quad \text{Para Arcillas Remoldeadas}$$

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

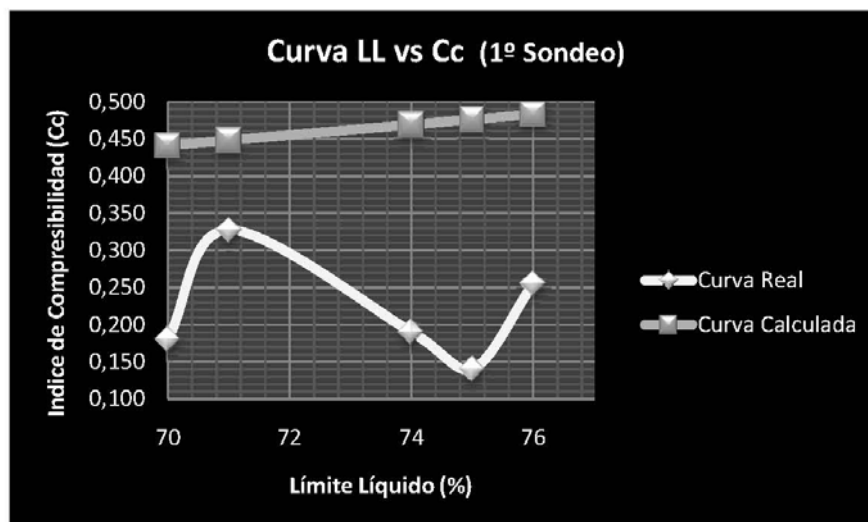
CORRELACIÓN DE SKEMPTON PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo Nº	Límite Líquido (%)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	76	0,0070	7	0,255	0,483
2		74	0,0070	7	0,190	0,469
3		75	0,0070	7	0,140	0,476
4		71	0,0070	7	0,328	0,448
5		70	0,0070	7	0,180	0,441
1	2	87	0,0070	7	0,238	0,560
2		76	0,0070	7	0,209	0,483
3		74	0,0070	7	0,281	0,469
4		72	0,0070	7	0,219	0,455
5		72	0,0070	7	0,394	0,455
1	3	74	0,0070	7	0,283	0,469
2		93	0,0070	7	0,306	0,602
3		89	0,0070	7	0,374	0,574
4		77	0,0070	7	0,350	0,490
5		81	0,0070	7	0,466	0,518
1	4	83	0,0070	7	0,241	0,532
2		96	0,0070	7	0,300	0,623
3		77	0,0070	7	0,361	0,490
4		81	0,0070	7	0,348	0,518
5		82	0,0070	7	0,450	0,525
1	5	76	0,0070	7	0,235	0,483
2		92	0,0070	7	0,300	0,595
3		73	0,0070	7	0,367	0,462
4		71	0,0070	7	0,358	0,448
5		83	0,0070	7	0,458	0,532

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo Nº	Profundidad	LL (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	70	0,180	0,441
1	4	71	0,328	0,448
5	4	71	0,358	0,448
2	4	72	0,219	0,455
2	5	72	0,394	0,455
5	3	73	0,367	0,462
1	2	74	0,190	0,469
2	3	74	0,281	0,469
3	1	74	0,283	0,469
1	3	75	0,140	0,476
2	2	76	0,209	0,483
5	1	76	0,235	0,483
1	1	76	0,255	0,483
3	4	77	0,350	0,490
4	3	77	0,361	0,490
4	4	81	0,348	0,518
3	5	81	0,466	0,518
4	5	82	0,450	0,525
4	1	83	0,241	0,532
5	5	83	0,458	0,532
2	1	87	0,238	0,560
3	3	89	0,374	0,574
5	2	92	0,300	0,595
3	2	93	0,306	0,602
4	2	96	0,300	0,623

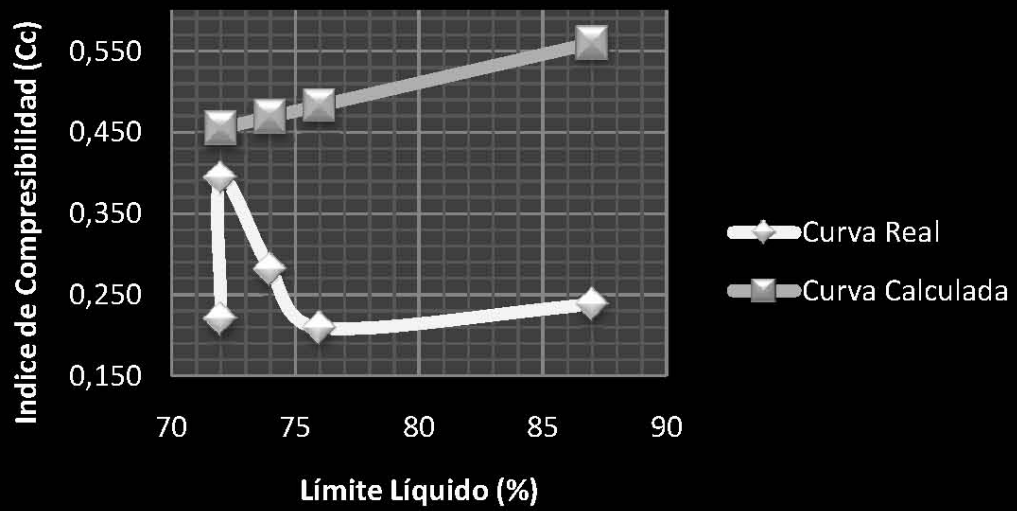
Curva LL vs Cc (Todos los Valores)



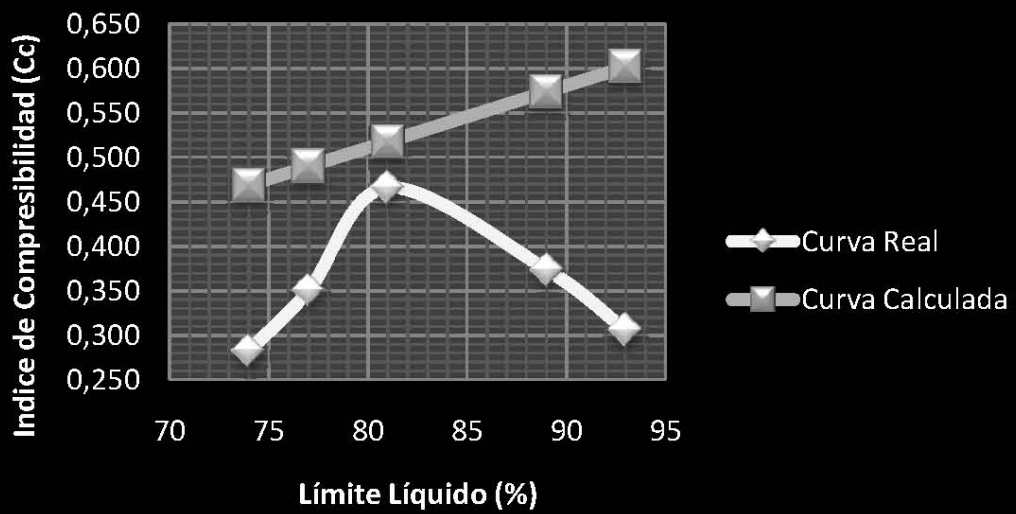
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo Nº	Profundidad	LL (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	70	0,180	0,441
1	4	71	0,328	0,448
1	2	74	0,190	0,469
1	3	75	0,140	0,476
1	1	76	0,255	0,483
2	4	72	0,219	0,455
2	5	72	0,394	0,455
2	3	74	0,281	0,469
2	2	76	0,209	0,483
2	1	87	0,238	0,560
3	1	74	0,283	0,469
3	4	77	0,350	0,490
3	5	81	0,466	0,518
3	3	89	0,374	0,574
3	2	93	0,306	0,602
4	3	77	0,361	0,490
4	4	81	0,348	0,518
4	5	82	0,450	0,525
4	1	83	0,241	0,532
4	2	96	0,300	0,623
5	4	71	0,358	0,448
5	3	73	0,367	0,462
5	1	76	0,235	0,483
5	5	83	0,458	0,532
5	2	92	0,300	0,595



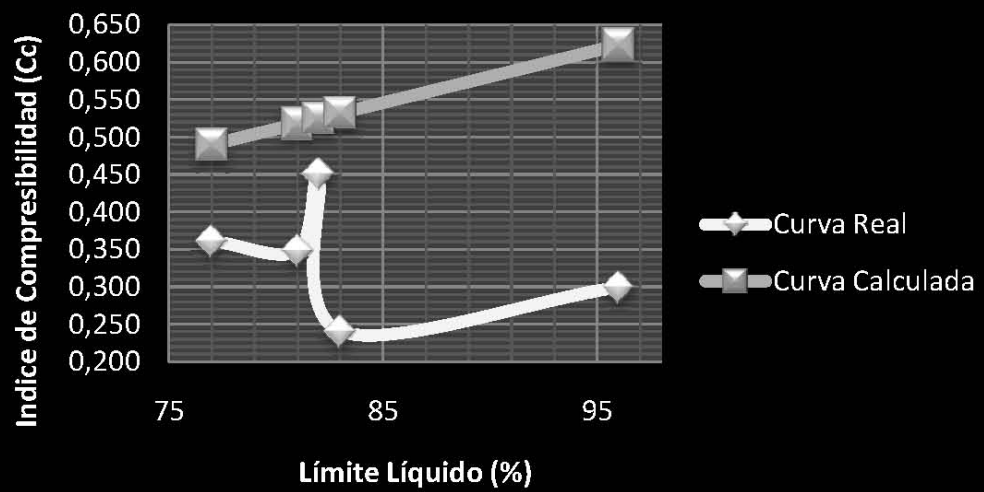
Curva LL vs Cc (2º Sondeo)



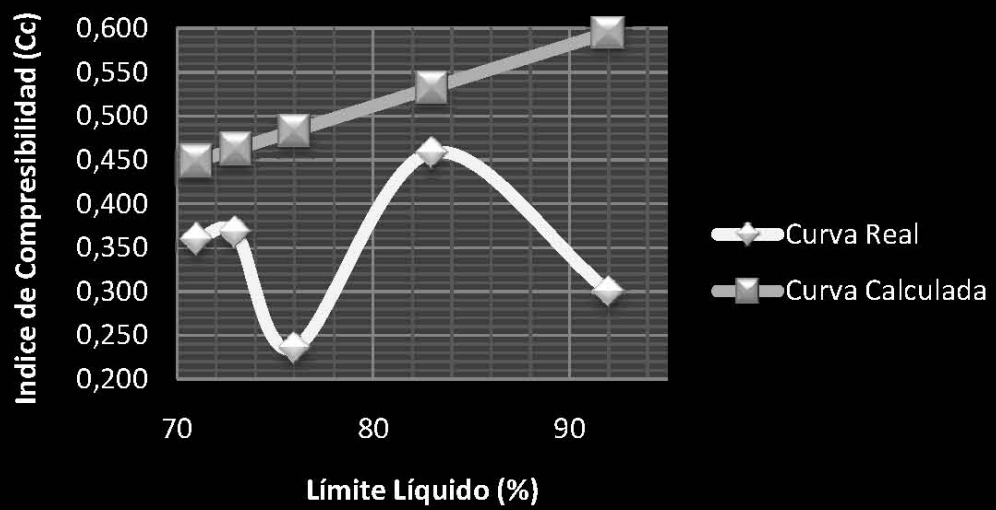
Curva LL vs Cc (3º Sondeo)



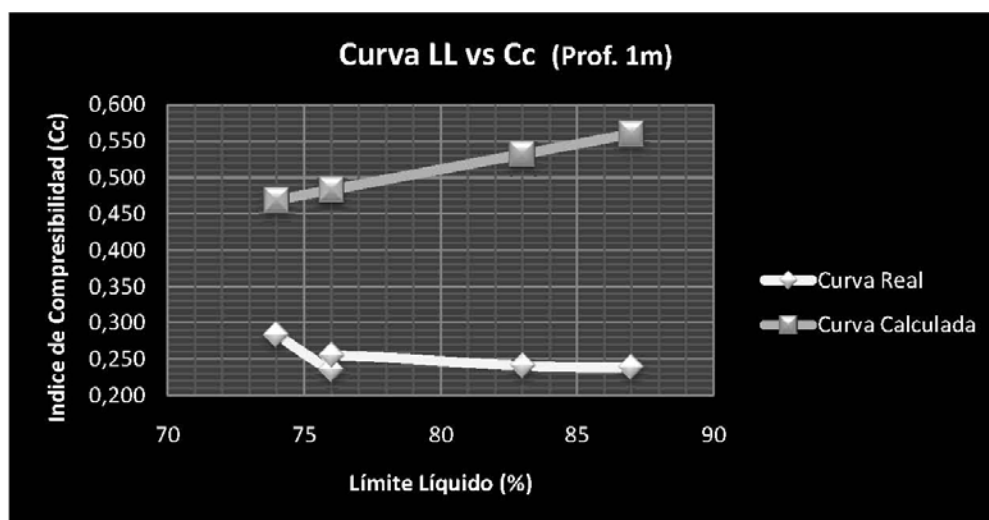
Curva LL vs Cc (4º Sondeo)



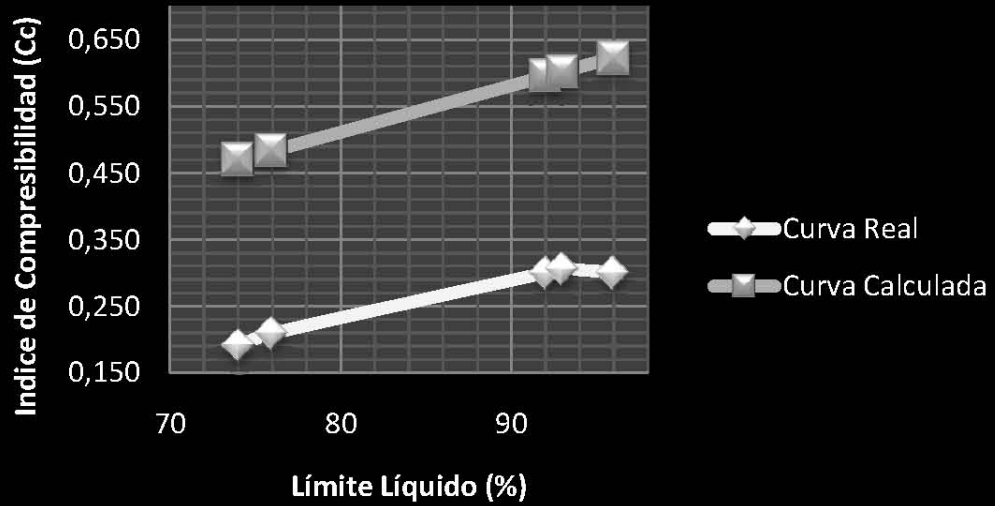
Curva LL vs Cc (5º Sondeo)



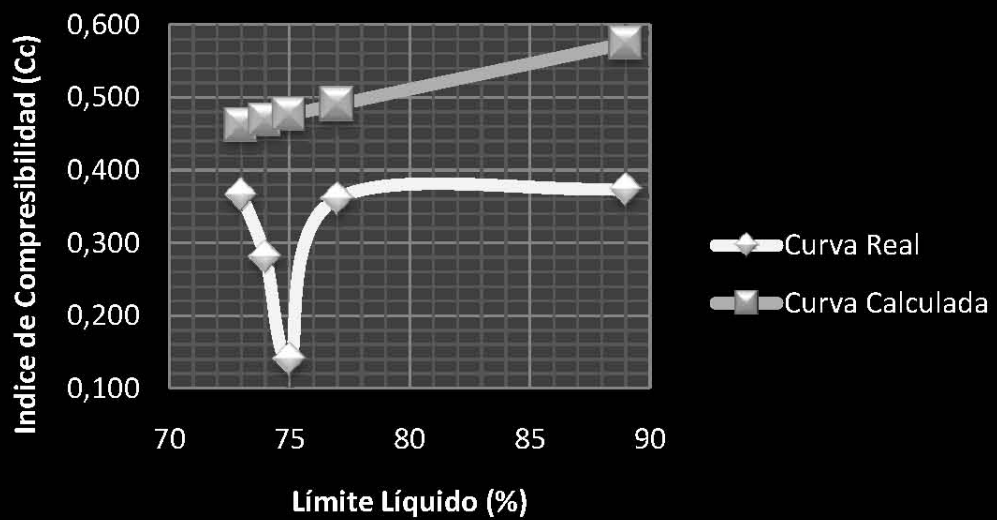
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	LL (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	3	74	0,283	0,469
1	5	76	0,235	0,483
1	1	76	0,255	0,483
1	4	83	0,241	0,532
1	2	87	0,238	0,560
2	1	74	0,190	0,469
2	2	76	0,209	0,483
2	5	92	0,300	0,595
2	3	93	0,306	0,602
2	4	96	0,300	0,623
3	5	73	0,367	0,462
3	2	74	0,281	0,469
3	1	75	0,140	0,476
3	4	77	0,361	0,490
3	3	89	0,374	0,574
4	1	71	0,328	0,448
4	5	71	0,358	0,448
4	2	72	0,219	0,455
4	3	77	0,350	0,490
4	4	81	0,348	0,518
5	1	70	0,180	0,441
5	2	72	0,394	0,455
5	3	81	0,466	0,518
5	4	82	0,450	0,525
5	5	83	0,458	0,532



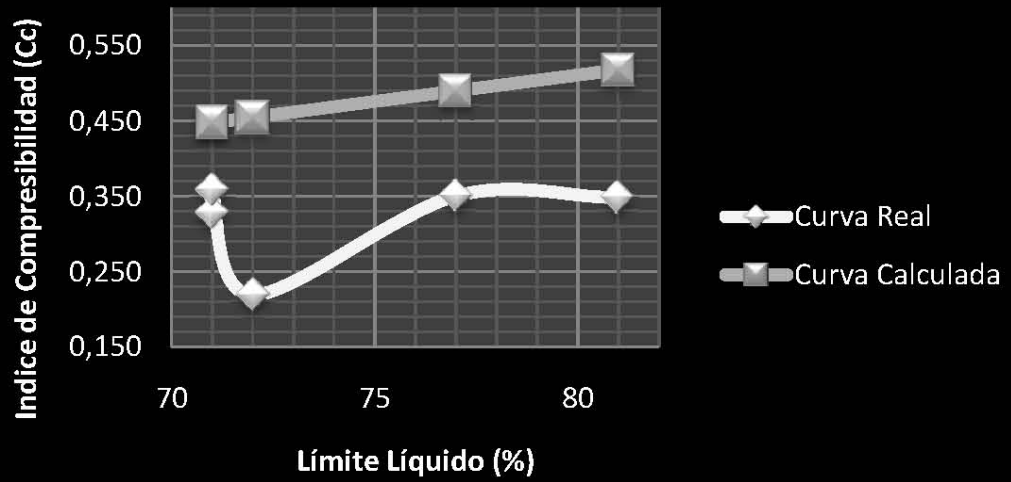
Curva LL vs Cc (Prof. 2m)



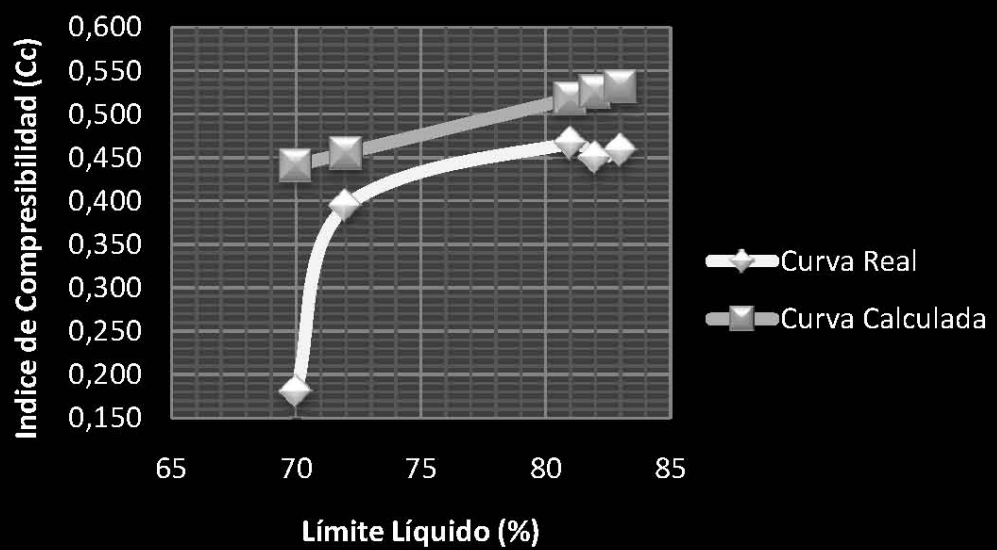
Curva LL vs Cc (Prof. 3m)



Curva LL vs Cc (Prof. 4m)



Curva LL vs Cc (Prof. 5m)



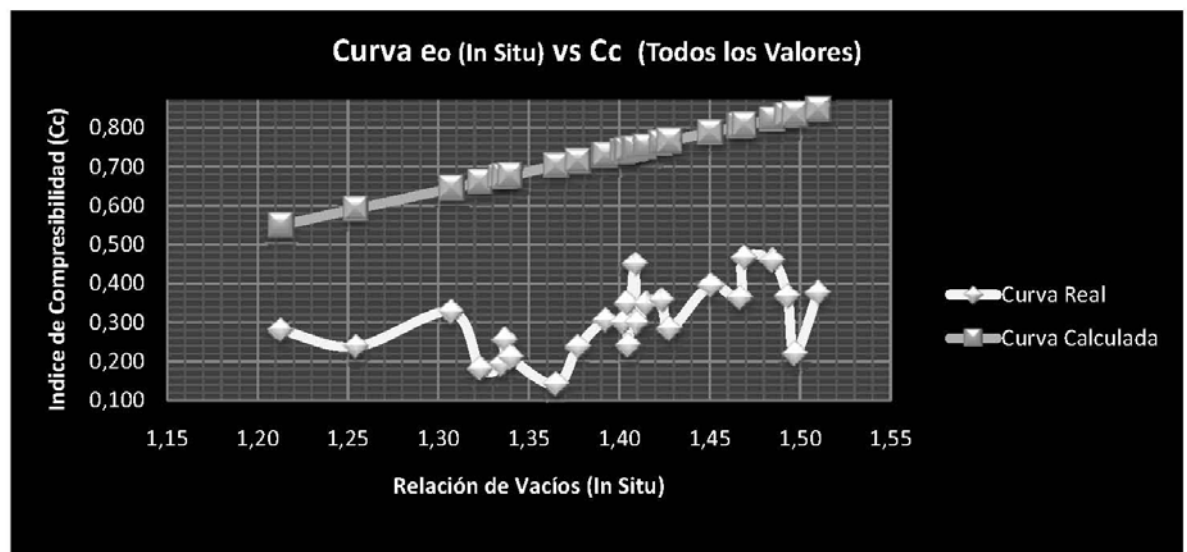
$$Cc = 1,21 + 1,005(e_o - 1,87) \quad - \quad \text{Azzouz et al. (1976)} \quad - \quad \text{Para Varias Arcillas de la ciudad de Sao Paulo}$$

$$Cc = A + B(e_o - C)$$

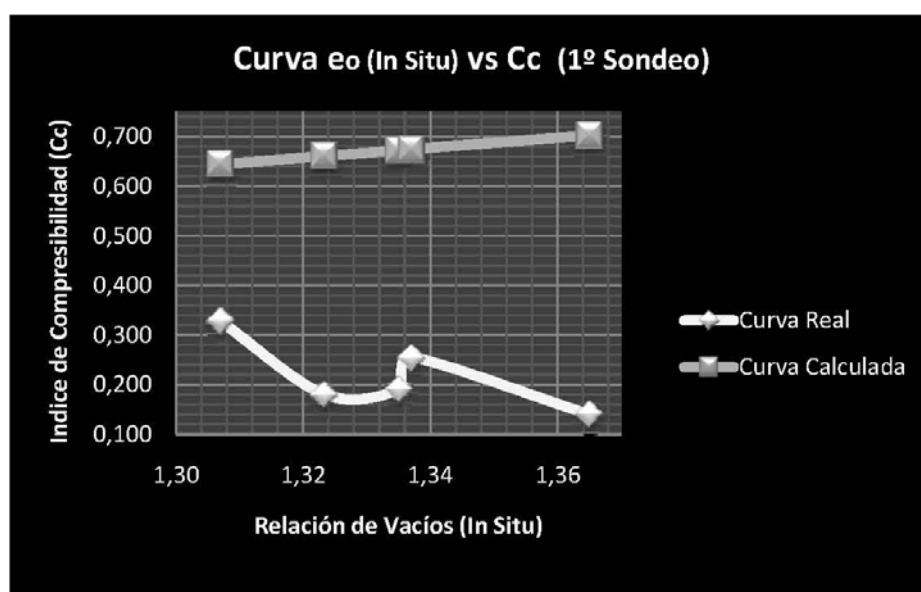
CORRELACIÓN DE AZZOUZ ET AL. PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO

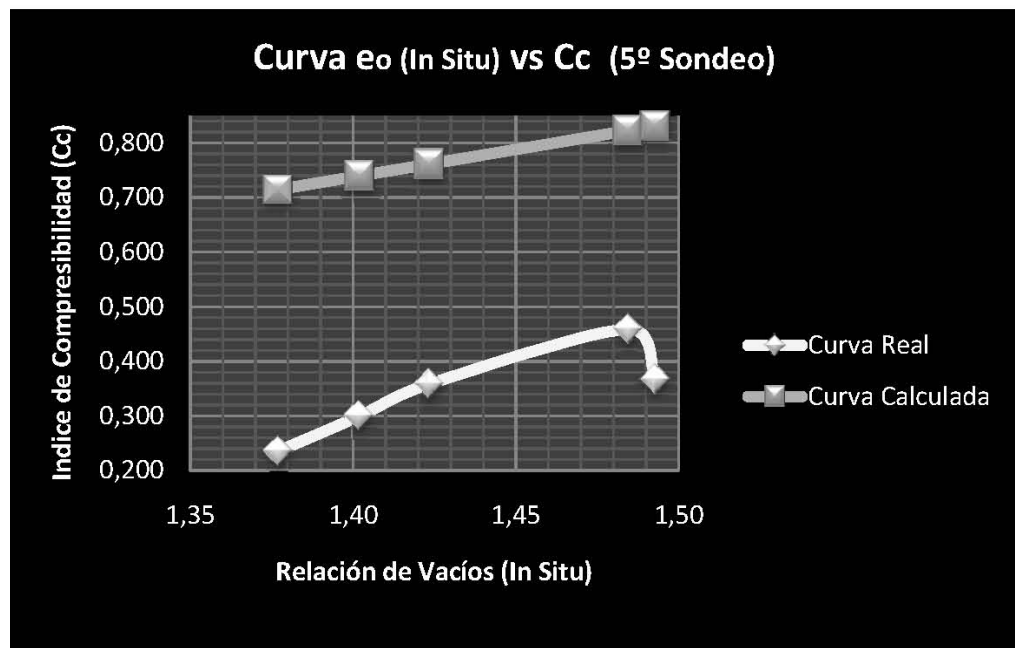
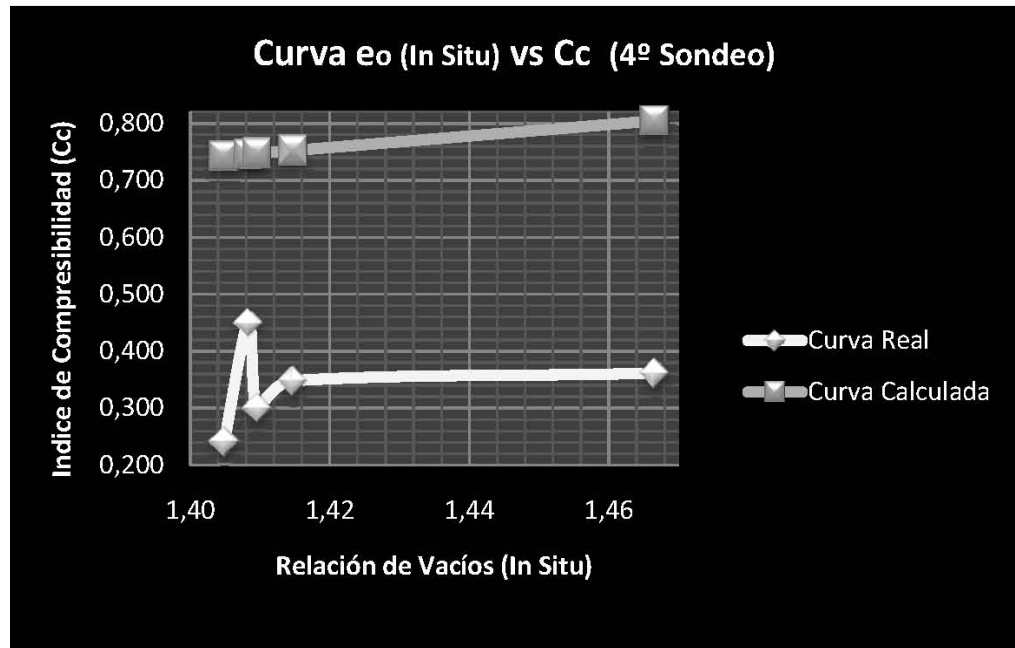
Profundidad	Sondeo Nº	Relación de Vacíos (in situ)	Variable A	Variable B	Variable C	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	1,34	1,210	1,005	1,870	0,255	0,674
2		1,34	1,210	1,005	1,870	0,190	0,672
3		1,37	1,210	1,005	1,870	0,140	0,702
4		1,31	1,210	1,005	1,870	0,328	0,644
5		1,32	1,210	1,005	1,870	0,180	0,661
1	2	1,25	1,210	1,005	1,870	0,238	0,591
2		1,34	1,210	1,005	1,870	0,209	0,677
3		1,21	1,210	1,005	1,870	0,281	0,550
4		1,50	1,210	1,005	1,870	0,219	0,835
5		1,45	1,210	1,005	1,870	0,394	0,788
1	3	1,43	1,210	1,005	1,870	0,283	0,766
2		1,39	1,210	1,005	1,870	0,306	0,730
3		1,51	1,210	1,005	1,870	0,374	0,848
4		1,40	1,210	1,005	1,870	0,350	0,742
5		1,47	1,210	1,005	1,870	0,466	0,807
1	4	1,40	1,210	1,005	1,870	0,241	0,743
2		1,41	1,210	1,005	1,870	0,300	0,747
3		1,47	1,210	1,005	1,870	0,361	0,805
4		1,41	1,210	1,005	1,870	0,348	0,752
5		1,41	1,210	1,005	1,870	0,450	0,746
1	5	1,38	1,210	1,005	1,870	0,235	0,715
2		1,40	1,210	1,005	1,870	0,300	0,740
3		1,49	1,210	1,005	1,870	0,367	0,831
4		1,42	1,210	1,005	1,870	0,358	0,761
5		1,48	1,210	1,005	1,870	0,458	0,823

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo N°	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
2	3	1,21	0,281	0,550
2	1	1,25	0,238	0,591
1	4	1,31	0,328	0,644
1	5	1,32	0,180	0,661
1	2	1,34	0,190	0,672
1	1	1,34	0,255	0,674
2	2	1,34	0,209	0,677
1	3	1,37	0,140	0,702
5	1	1,38	0,235	0,715
3	2	1,39	0,306	0,730
5	2	1,40	0,300	0,740
3	4	1,40	0,350	0,742
4	1	1,40	0,241	0,743
4	5	1,41	0,450	0,746
4	2	1,41	0,300	0,747
4	4	1,41	0,348	0,752
5	4	1,42	0,358	0,761
3	1	1,43	0,283	0,766
2	5	1,45	0,394	0,788
4	3	1,47	0,361	0,805
3	5	1,47	0,466	0,807
5	5	1,48	0,458	0,823
5	3	1,49	0,367	0,831
2	4	1,50	0,219	0,835
3	3	1,51	0,374	0,848

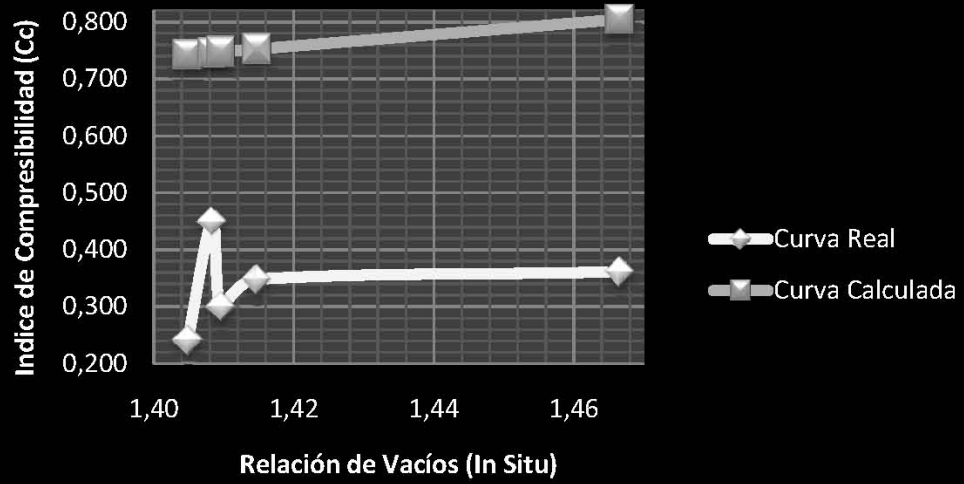


INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo Nº	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	4	1,31	0,328	0,644
1	5	1,32	0,180	0,661
1	2	1,34	0,190	0,672
1	1	1,34	0,255	0,674
1	3	1,37	0,140	0,702
2	3	1,21	0,281	0,550
2	1	1,25	0,238	0,591
2	2	1,34	0,209	0,677
2	5	1,45	0,394	0,788
2	4	1,50	0,219	0,835
3	2	1,39	0,306	0,730
3	4	1,40	0,350	0,742
3	1	1,43	0,283	0,766
3	5	1,47	0,466	0,807
3	3	1,51	0,374	0,848
4	1	1,40	0,241	0,743
4	5	1,41	0,450	0,746
4	2	1,41	0,300	0,747
4	4	1,41	0,348	0,752
4	3	1,47	0,361	0,805
5	1	1,38	0,235	0,715
5	2	1,40	0,300	0,740
5	4	1,42	0,358	0,761
5	5	1,48	0,458	0,823
5	3	1,49	0,367	0,831

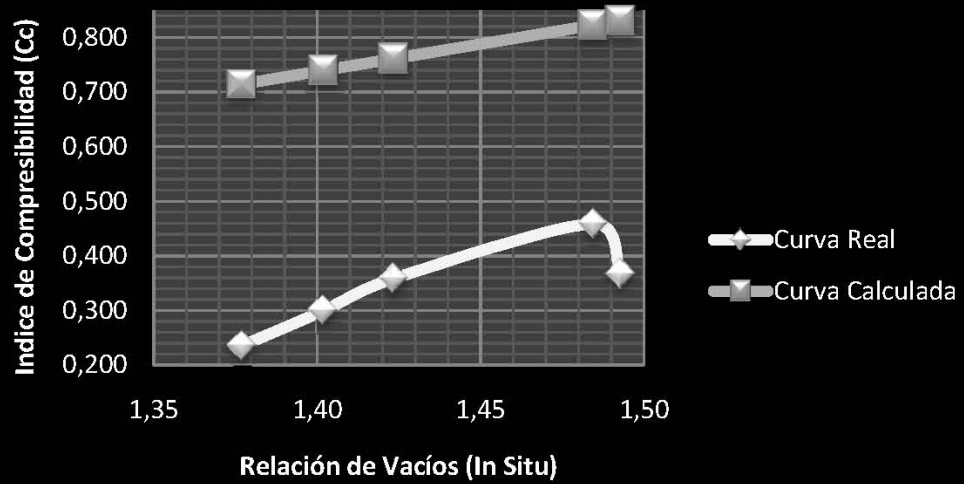




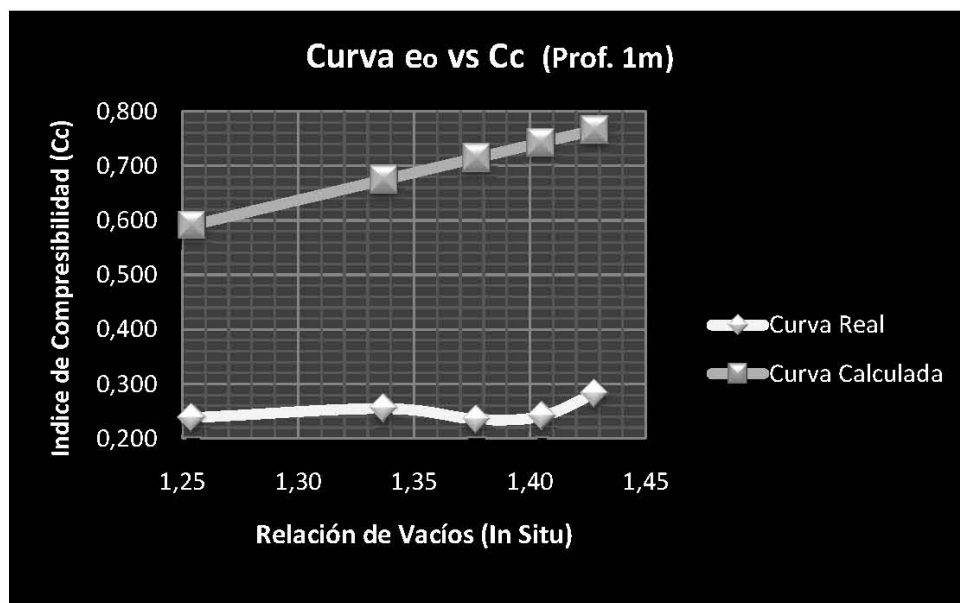
Curva e_o (In Situ) vs C_c (4º Sondeo)

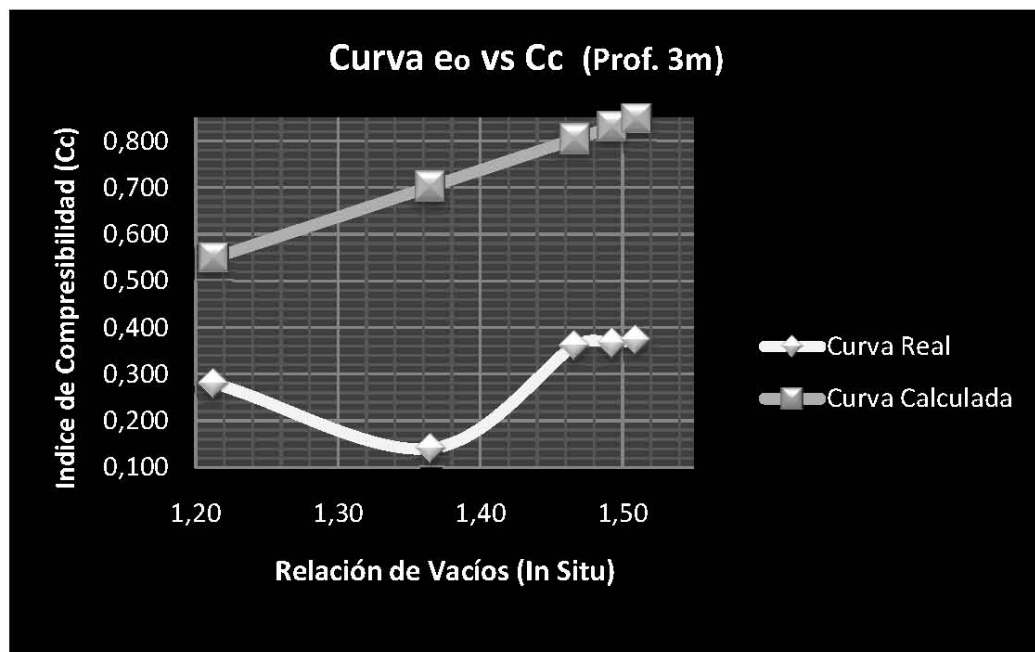
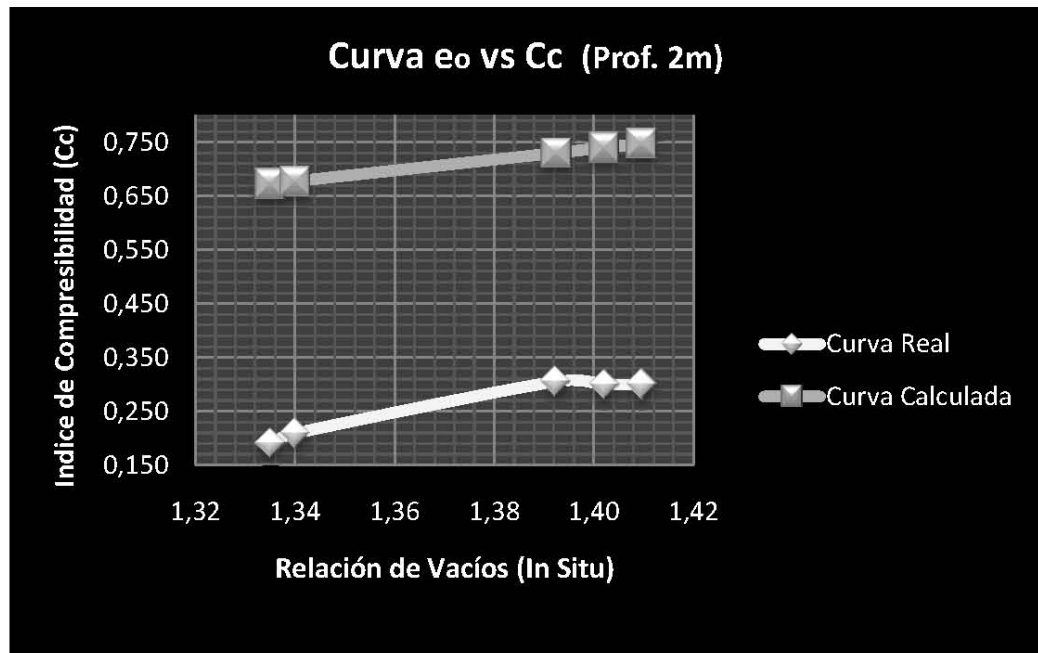


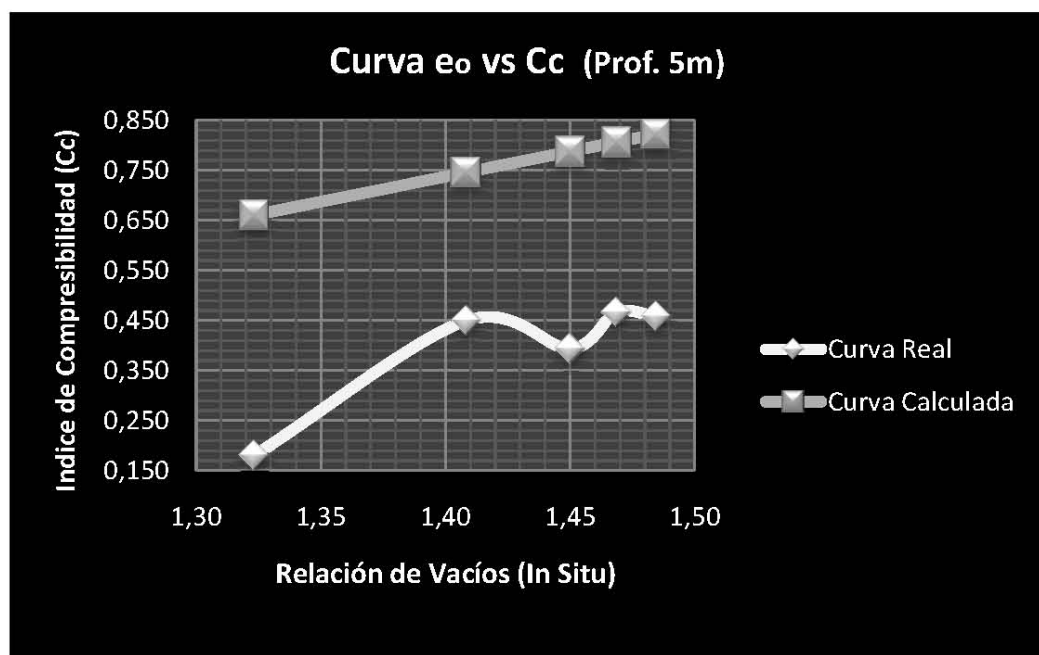
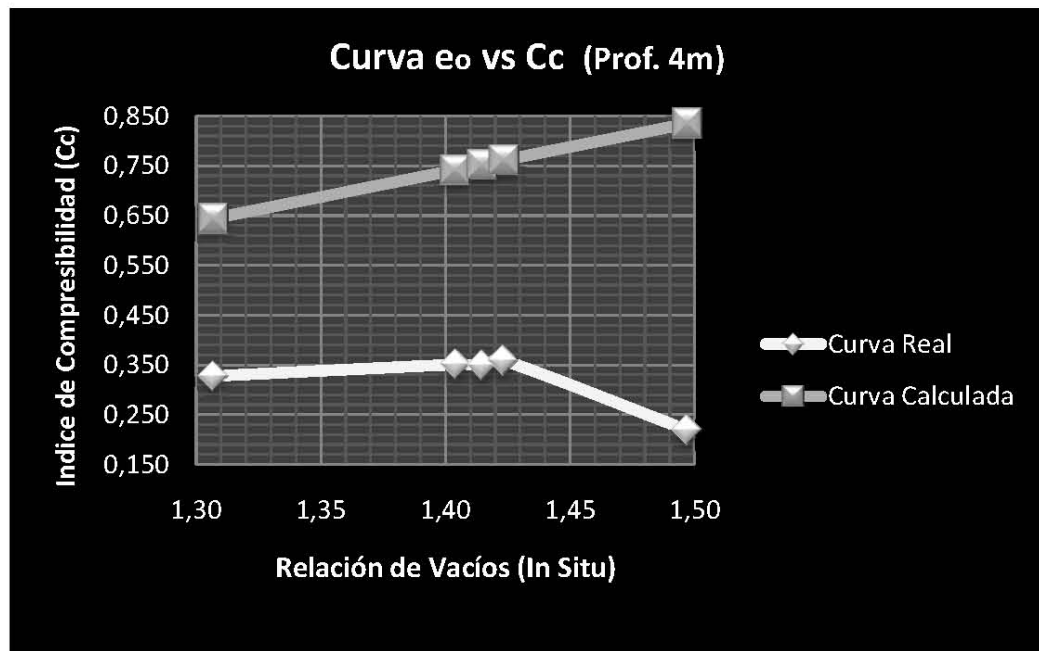
Curva e_o (In Situ) vs C_c (5º Sondeo)



INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo Nº	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	2	1,25	0,238	0,591
1	1	1,34	0,255	0,674
1	5	1,38	0,235	0,715
1	4	1,40	0,241	0,743
1	3	1,43	0,283	0,766
2	1	1,34	0,190	0,672
2	2	1,34	0,209	0,677
2	3	1,39	0,306	0,730
2	5	1,40	0,300	0,740
2	4	1,41	0,300	0,747
3	2	1,21	0,281	0,550
3	1	1,37	0,140	0,702
3	4	1,47	0,361	0,805
3	5	1,49	0,367	0,831
3	3	1,51	0,374	0,848
4	1	1,31	0,328	0,644
4	3	1,40	0,350	0,742
4	4	1,41	0,348	0,752
4	5	1,42	0,358	0,761
4	2	1,50	0,219	0,835
5	1	1,32	0,180	0,661
5	4	1,41	0,450	0,746
5	2	1,45	0,394	0,788
5	3	1,47	0,466	0,807
5	5	1,48	0,458	0,823





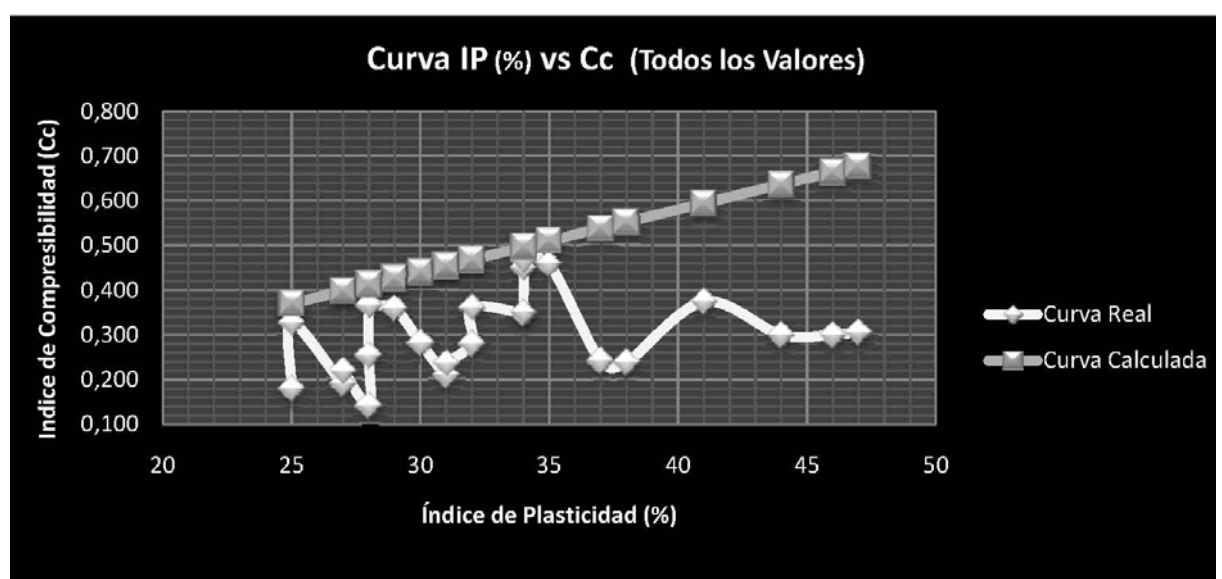


$$Cc = 0,02 + 0,014(PI) \quad - \quad \text{Nacci et al. (1975)} \quad - \quad \text{Para Arcillas del Atlántico Norte}$$

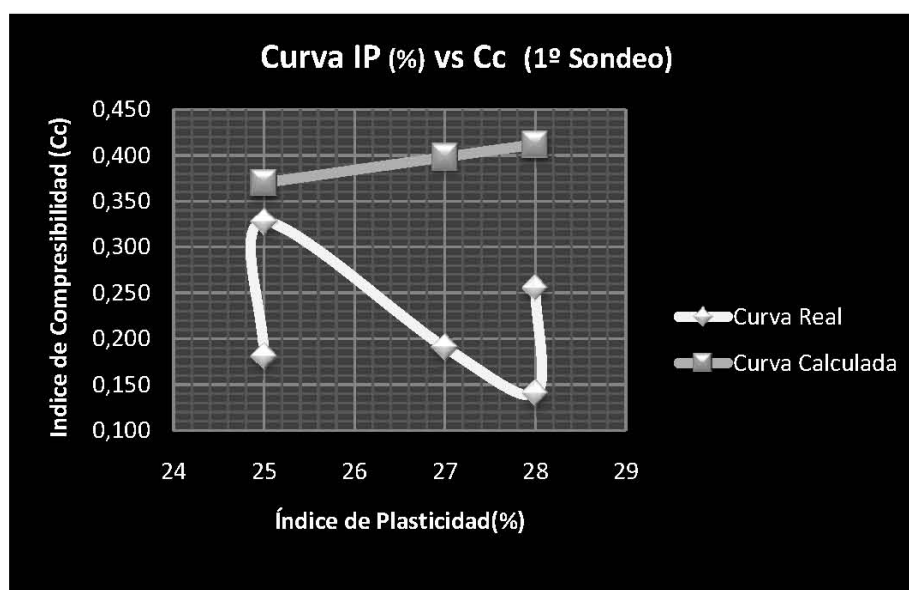
$$Cc = A + B(PI)$$

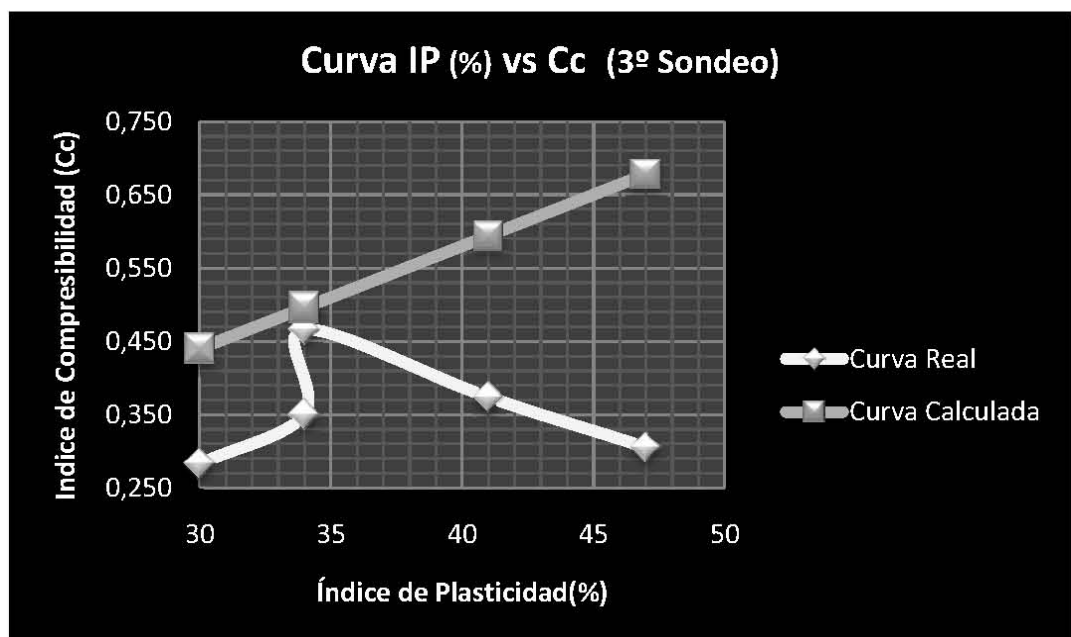
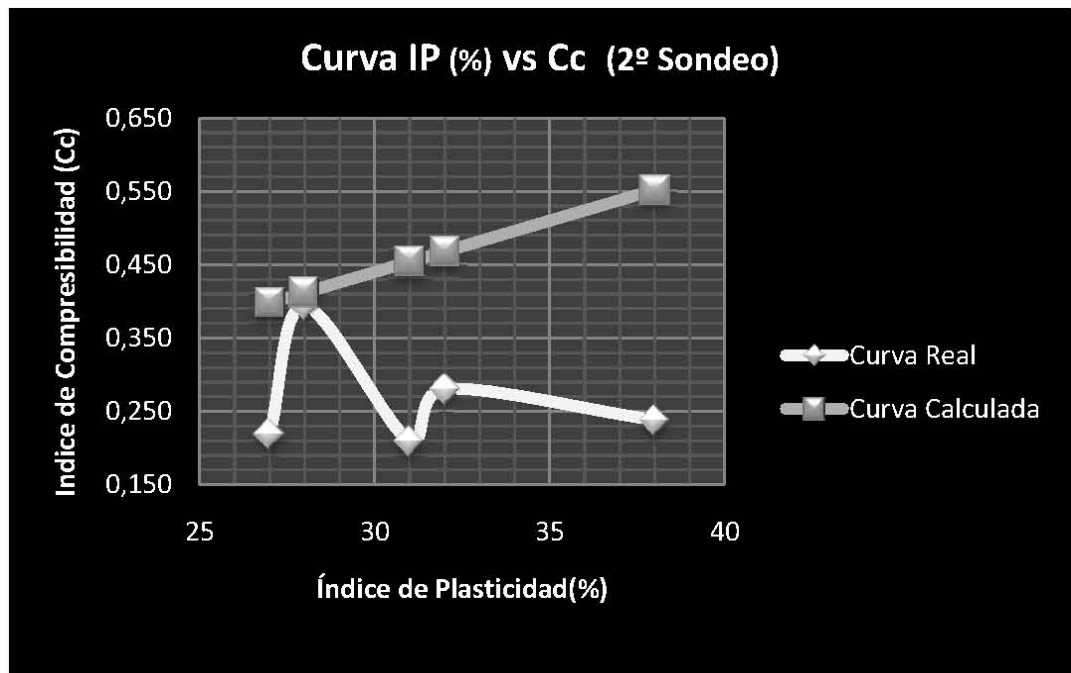
CORRELACIÓN DE NACCI ET AL. PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo Nº	Índice de Plasticidad (%)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	28	0,020	0,014	0,255	0,412
2		27	0,020	0,014	0,190	0,398
3		28	0,020	0,014	0,140	0,412
4		25	0,020	0,014	0,328	0,370
5		25	0,020	0,014	0,180	0,370
1	2	38	0,020	0,014	0,238	0,552
2		31	0,020	0,014	0,209	0,454
3		32	0,020	0,014	0,281	0,468
4		27	0,020	0,014	0,219	0,398
5		28	0,020	0,014	0,394	0,412
1	3	30	0,020	0,014	0,283	0,440
2		47	0,020	0,014	0,306	0,678
3		41	0,020	0,014	0,374	0,594
4		34	0,020	0,014	0,350	0,496
5		34	0,020	0,014	0,466	0,496
1	4	37	0,020	0,014	0,241	0,538
2		46	0,020	0,014	0,300	0,664
3		32	0,020	0,014	0,361	0,468
4		34	0,020	0,014	0,348	0,496
5		34	0,020	0,014	0,450	0,496
1	5	31	0,020	0,014	0,235	0,454
2		44	0,020	0,014	0,300	0,636
3		28	0,020	0,014	0,367	0,412
4		29	0,020	0,014	0,358	0,426
5		35	0,020	0,014	0,458	0,510

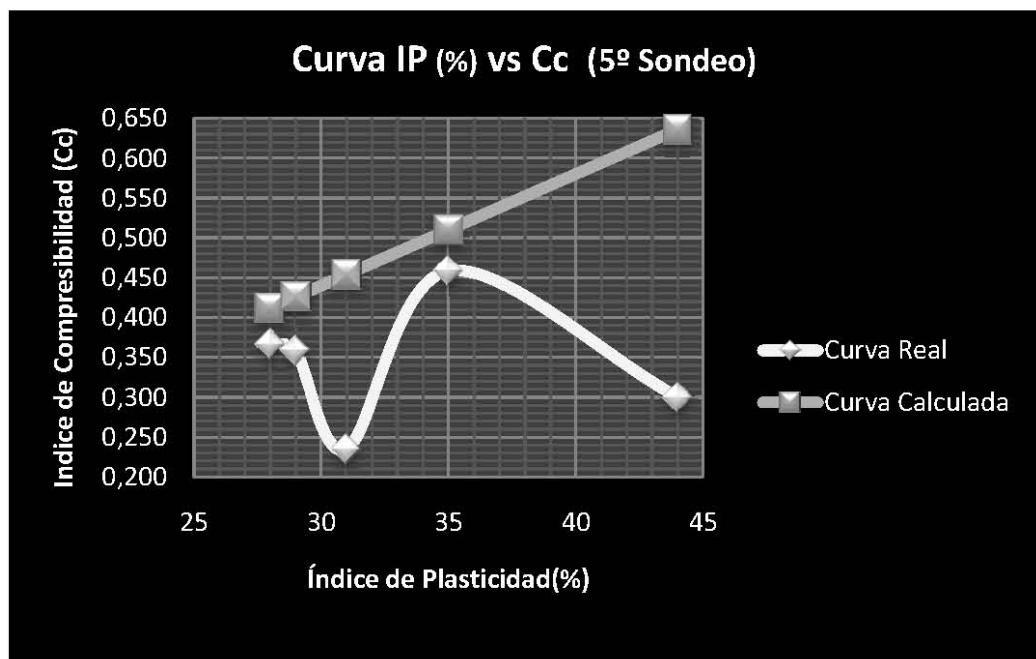
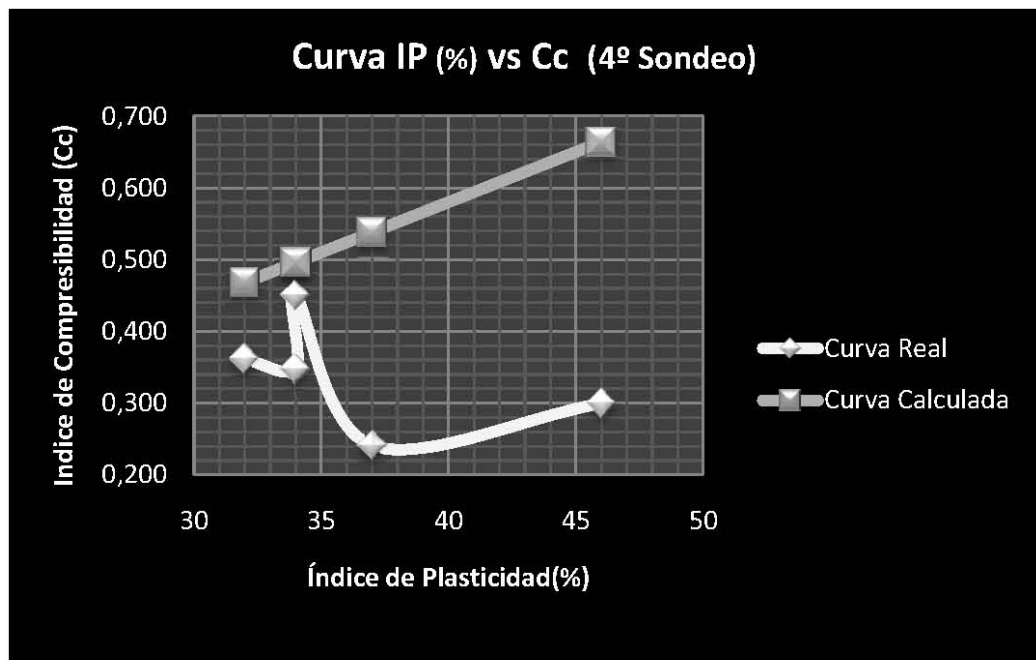
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo Nº	Profundidad	IP (%)	Cc Real	Cc Calculado
1	5	25	0,180	0,370
1	4	25	0,328	0,370
1	2	27	0,190	0,398
2	4	27	0,219	0,398
1	3	28	0,140	0,412
1	1	28	0,255	0,412
2	5	28	0,394	0,412
5	3	28	0,367	0,412
5	4	29	0,358	0,426
3	1	30	0,283	0,440
2	2	31	0,209	0,454
5	1	31	0,235	0,454
2	3	32	0,281	0,468
4	3	32	0,361	0,468
4	4	34	0,348	0,496
3	4	34	0,350	0,496
4	5	34	0,450	0,496
3	5	34	0,466	0,496
5	5	35	0,458	0,510
4	1	37	0,241	0,538
2	1	38	0,238	0,552
3	3	41	0,374	0,594
5	2	44	0,300	0,636
4	2	46	0,300	0,664
3	2	47	0,306	0,678



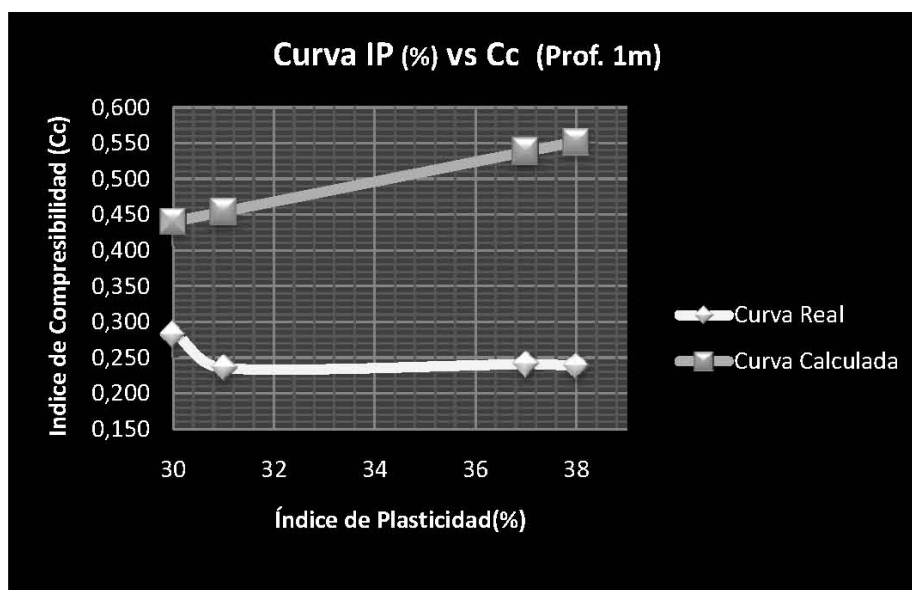
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo Nº	Profundidad	IP (%)	Cc Real	Cc Calculado
1	5	25	0,180	0,370
1	4	25	0,328	0,370
1	2	27	0,190	0,398
1	3	28	0,140	0,412
1	1	28	0,255	0,412
2	4	27	0,219	0,398
2	5	28	0,394	0,412
2	2	31	0,209	0,454
2	3	32	0,281	0,468
2	1	38	0,238	0,552
3	1	30	0,283	0,440
3	4	34	0,350	0,496
3	5	34	0,466	0,496
3	3	41	0,374	0,594
3	2	47	0,306	0,678
4	3	32	0,361	0,468
4	4	34	0,348	0,496
4	5	34	0,450	0,496
4	1	37	0,241	0,538
4	2	46	0,300	0,664
5	3	28	0,367	0,412
5	4	29	0,358	0,426
5	1	31	0,235	0,454
5	5	35	0,458	0,510
5	2	44	0,300	0,636

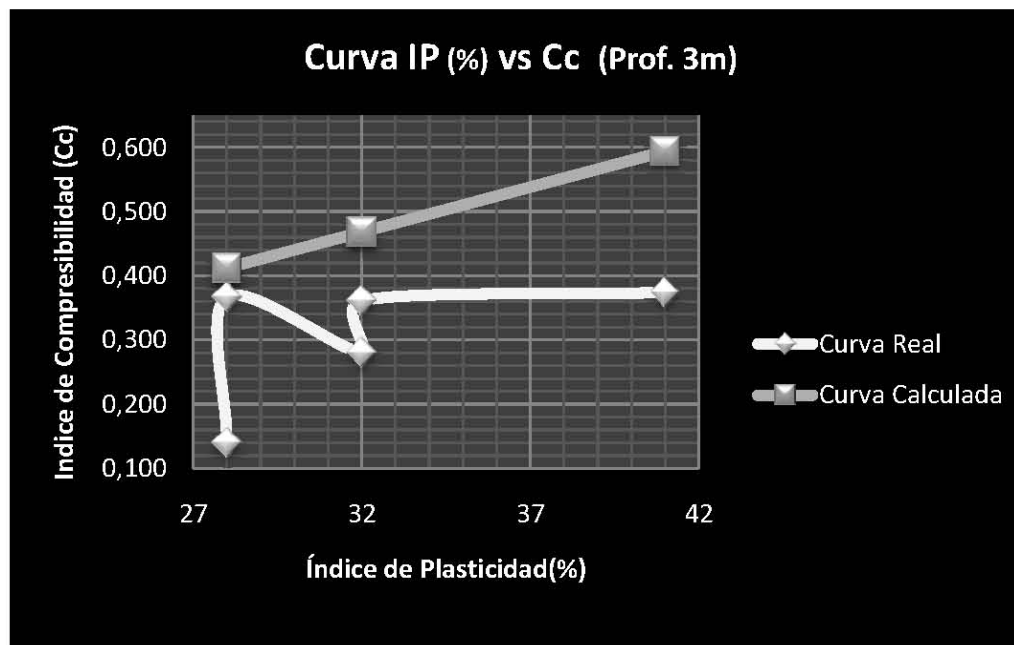
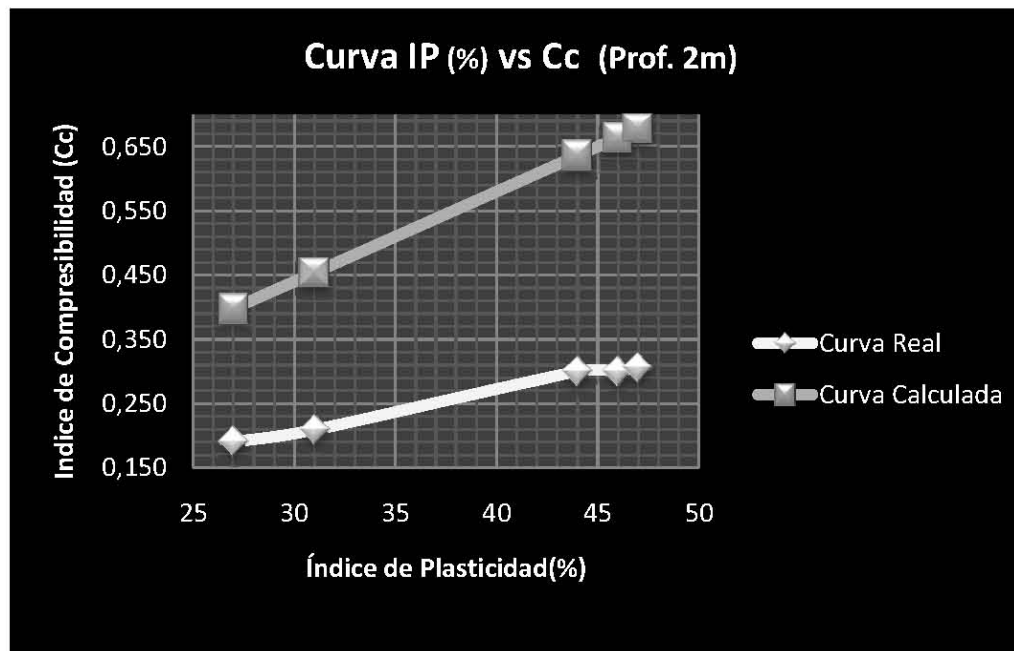


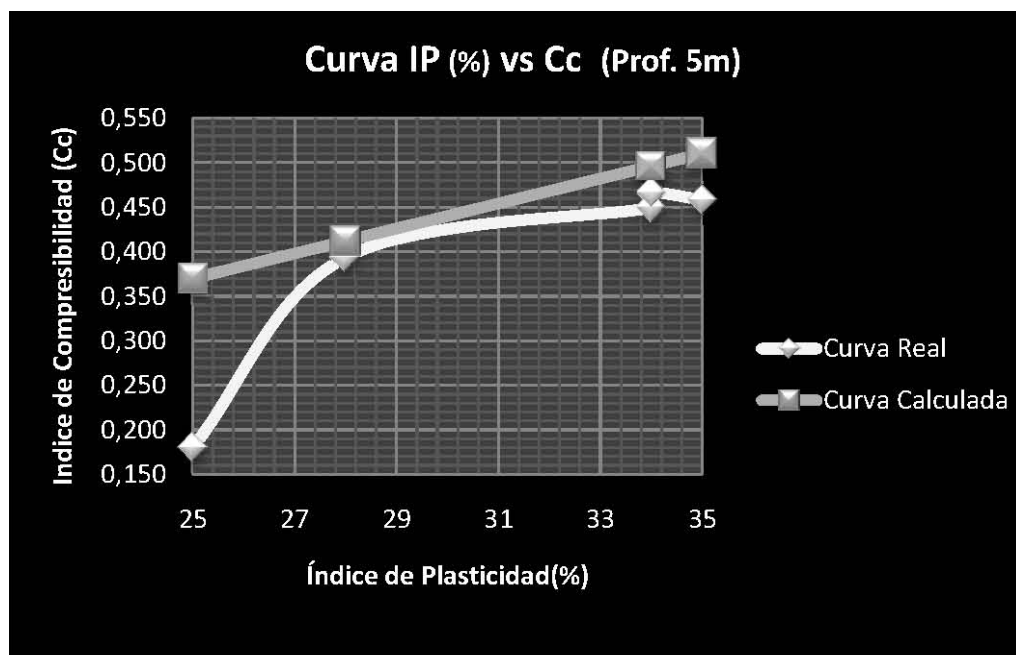
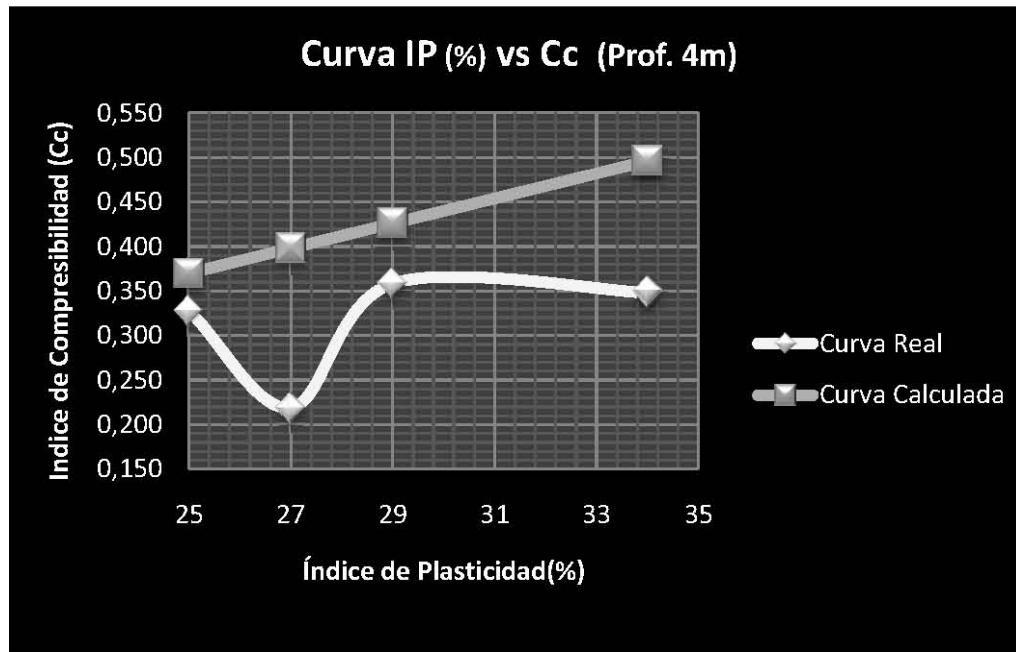




INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	IP (%)	Cc Real	Cc Calculado
1	1	28	0,255	0,412
	3	30	0,283	0,440
	5	31	0,235	0,454
	4	37	0,241	0,538
	2	38	0,238	0,552
2	1	27	0,190	0,398
	2	31	0,209	0,454
	5	44	0,300	0,636
	4	46	0,300	0,664
	3	47	0,306	0,678
3	1	28	0,140	0,412
	5	28	0,367	0,412
	2	32	0,281	0,468
	4	32	0,361	0,468
	3	41	0,374	0,594
4	1	25	0,328	0,370
	2	27	0,219	0,398
	5	29	0,358	0,426
	4	34	0,348	0,496
	3	34	0,350	0,496
5	1	25	0,180	0,370
	2	28	0,394	0,412
	4	34	0,450	0,496
	3	34	0,466	0,496
	5	35	0,458	0,510





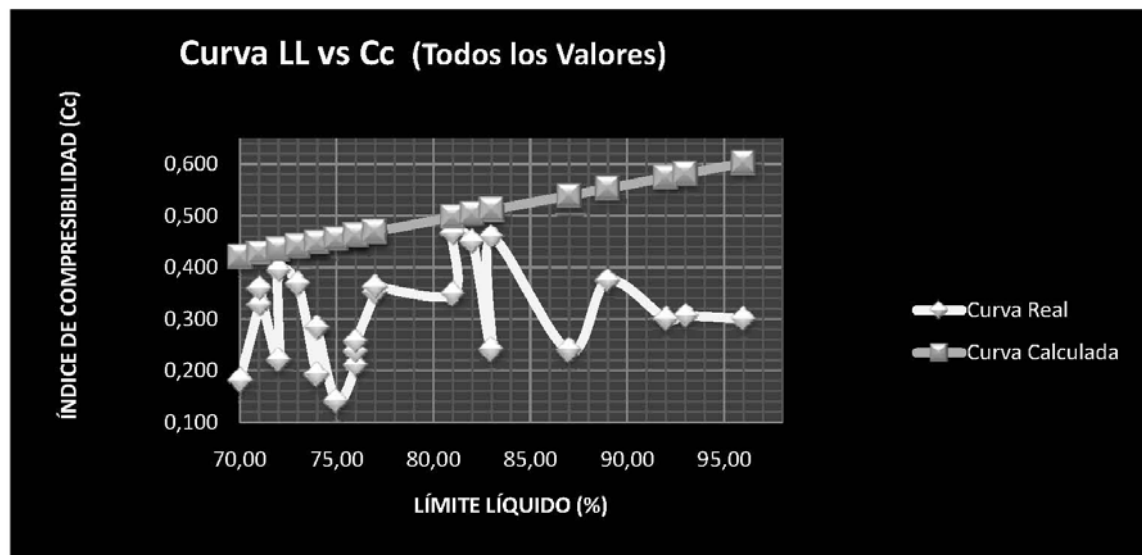


$C_c = 0,007(LL - 10)$ - Terzaghi y Peck (1967) - Para Arcillas Remoldeadas

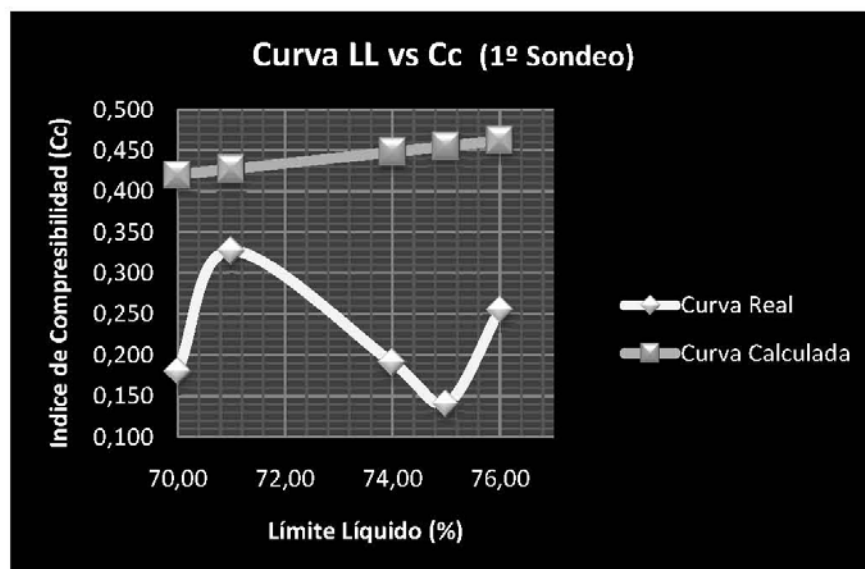
$$C_c = A(LL - 10)$$

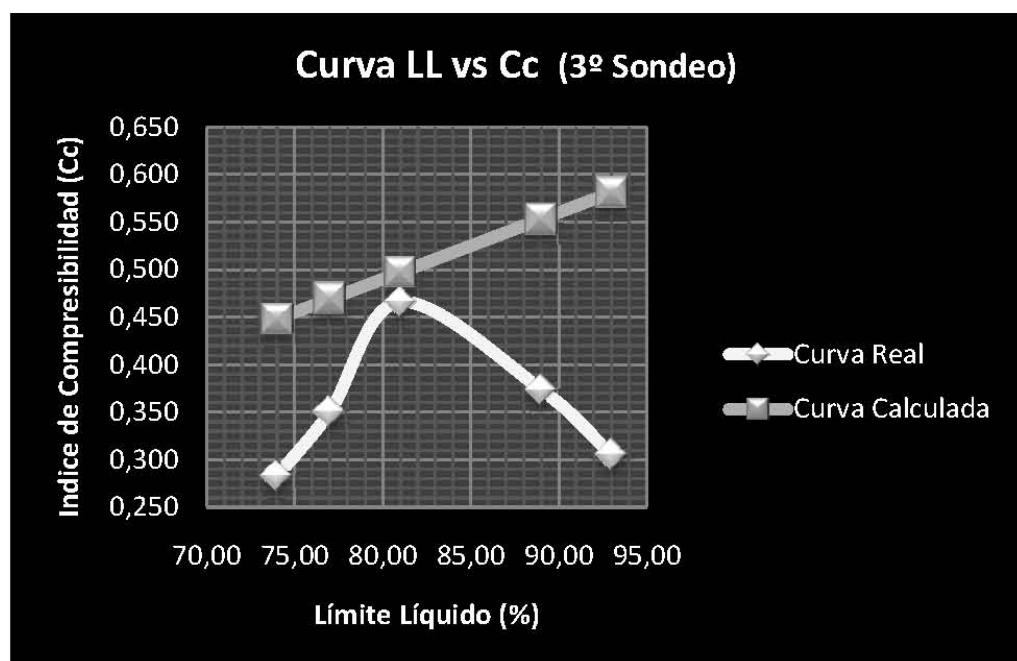
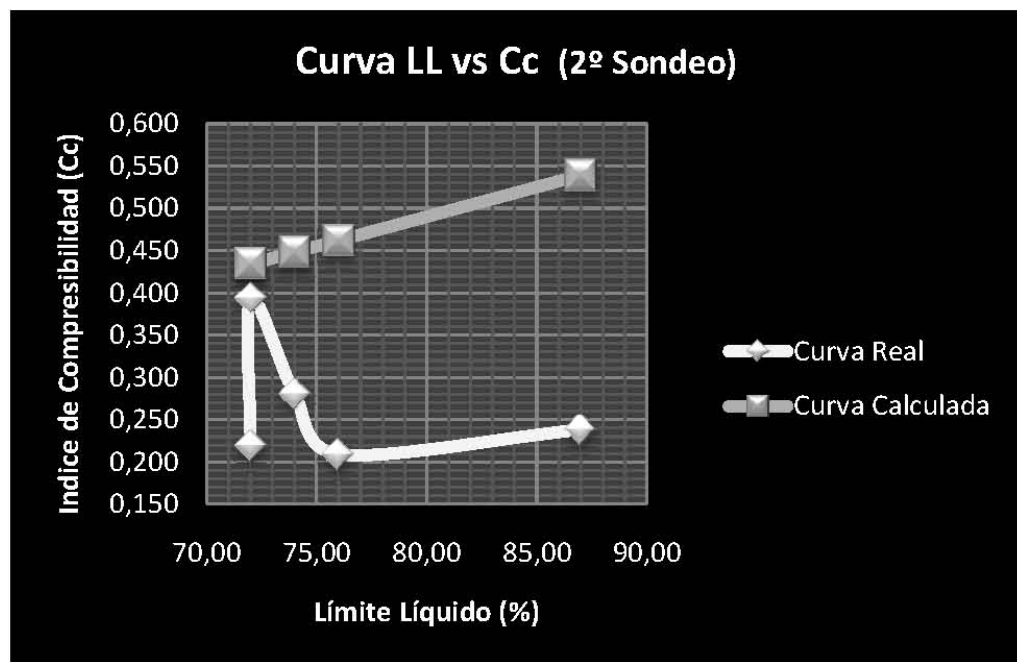
CORRELACIÓN DE TERZAGHI Y PECK PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo Nº	Límite Líquido (%)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	76	0,0070	10	0,255	0,462
2		74	0,0070	10	0,190	0,448
3		75	0,0070	10	0,140	0,455
4		71	0,0070	10	0,328	0,427
5		70	0,0070	10	0,180	0,420
1	2	87	0,0070	10	0,238	0,539
2		76	0,0070	10	0,209	0,462
3		74	0,0070	10	0,281	0,448
4		72	0,0070	10	0,219	0,434
5		72	0,0070	10	0,394	0,434
1	3	74	0,0070	10	0,283	0,448
2		93	0,0070	10	0,306	0,581
3		89	0,0070	10	0,374	0,553
4		77	0,0070	10	0,350	0,469
5		81	0,0070	10	0,466	0,497
1	4	83	0,0070	10	0,241	0,511
2		96	0,0070	10	0,300	0,602
3		77	0,0070	10	0,361	0,469
4		81	0,0070	10	0,348	0,497
5		82	0,0070	10	0,450	0,504
1	5	76	0,0070	10	0,235	0,462
2		92	0,0070	10	0,300	0,574
3		73	0,0070	10	0,367	0,441
4		71	0,0070	10	0,358	0,427
5		83	0,0070	10	0,458	0,511

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo Nº	Profundidad	LL (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	70,00	0,180	0,420
1	4	71,00	0,328	0,427
5	4	71,00	0,358	0,427
2	4	72,00	0,219	0,434
2	5	72,00	0,394	0,434
5	3	73,00	0,367	0,441
1	2	74,00	0,190	0,448
2	3	74,00	0,281	0,448
3	1	74,00	0,283	0,448
1	3	75,00	0,140	0,455
2	2	76,00	0,209	0,462
5	1	76,00	0,235	0,462
1	1	76,00	0,255	0,462
3	4	77,00	0,350	0,469
4	3	77,00	0,361	0,469
4	4	81,00	0,348	0,497
3	5	81,00	0,466	0,497
4	5	82,00	0,450	0,504
4	1	83,00	0,241	0,511
5	5	83,00	0,458	0,511
2	1	87,00	0,238	0,539
3	3	89,00	0,374	0,553
5	2	92,00	0,300	0,574
3	2	93,00	0,306	0,581
4	2	96,00	0,300	0,602

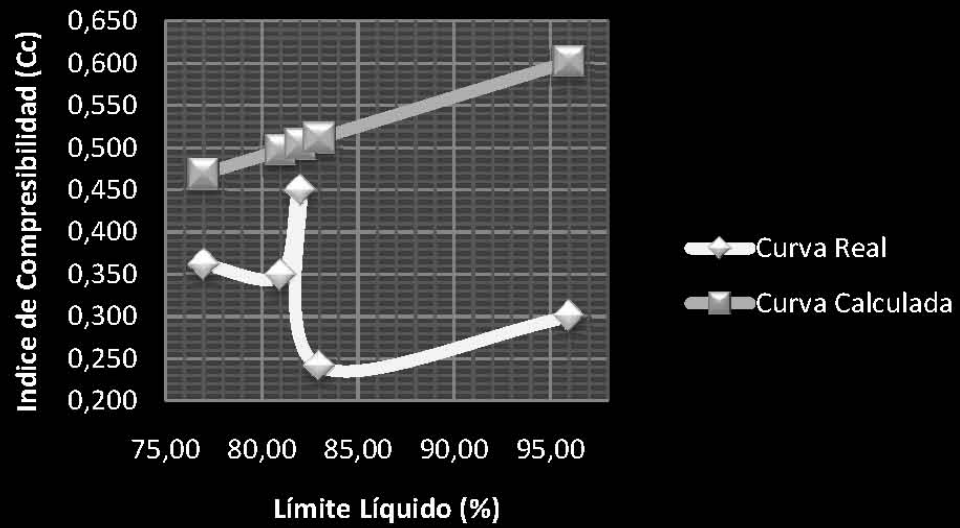


INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo N°	Profundidad	LL (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	70,00	0,180	0,420
1	4	71,00	0,328	0,427
1	2	74,00	0,190	0,448
1	3	75,00	0,140	0,455
1	1	76,00	0,255	0,462
2	4	72,00	0,219	0,434
2	5	72,00	0,394	0,434
2	3	74,00	0,281	0,448
2	2	76,00	0,209	0,462
2	1	87,00	0,238	0,539
3	1	74,00	0,283	0,448
3	4	77,00	0,350	0,469
3	5	81,00	0,466	0,497
3	3	89,00	0,374	0,553
3	2	93,00	0,306	0,581
4	3	77,00	0,361	0,469
4	4	81,00	0,348	0,497
4	5	82,00	0,450	0,504
4	1	83,00	0,241	0,511
4	2	96,00	0,300	0,602
5	4	71,00	0,358	0,427
5	3	73,00	0,367	0,441
5	1	76,00	0,235	0,462
5	5	83,00	0,458	0,511
5	2	92,00	0,300	0,574

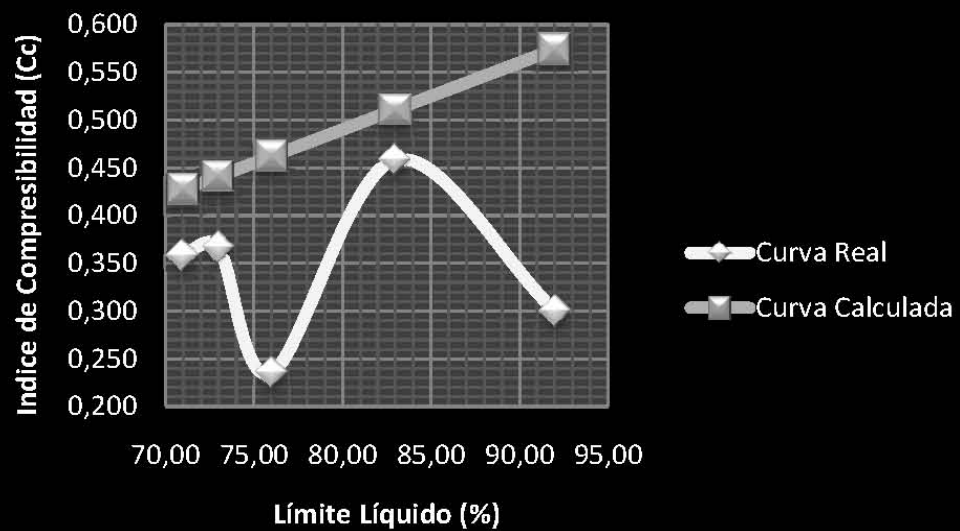




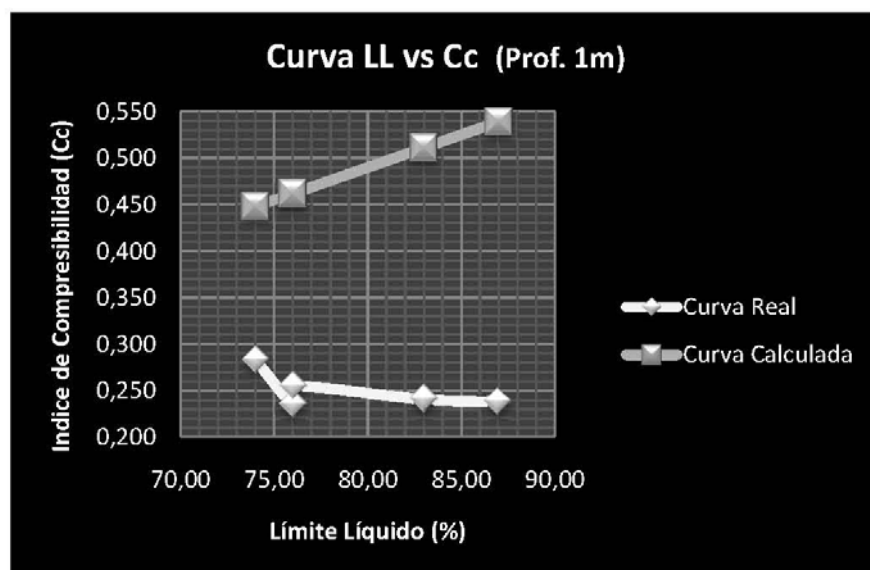
Curva LL vs Cc (4º Sondeo)

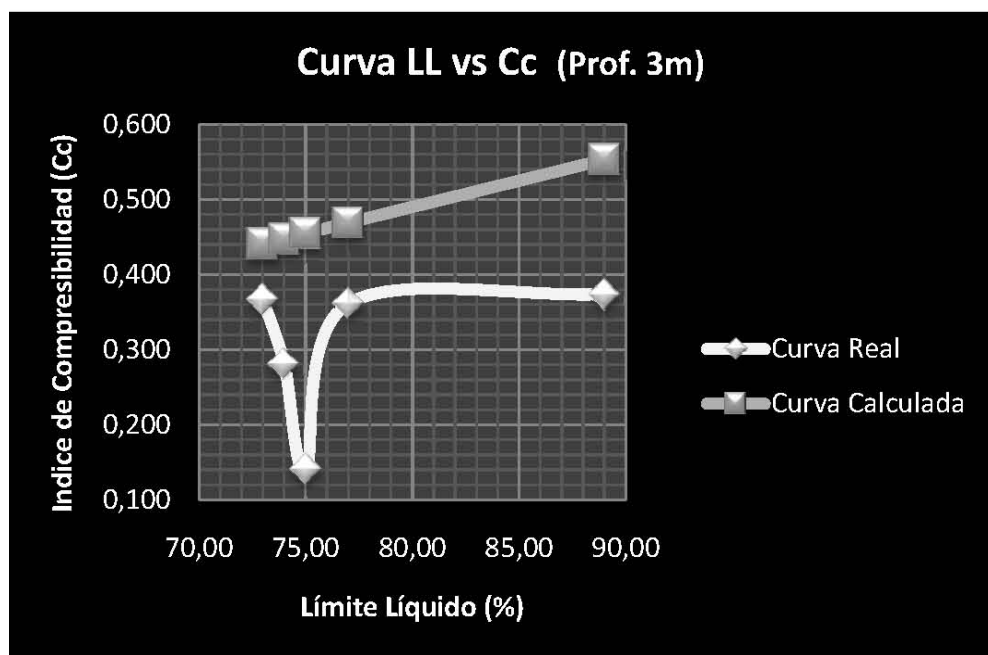
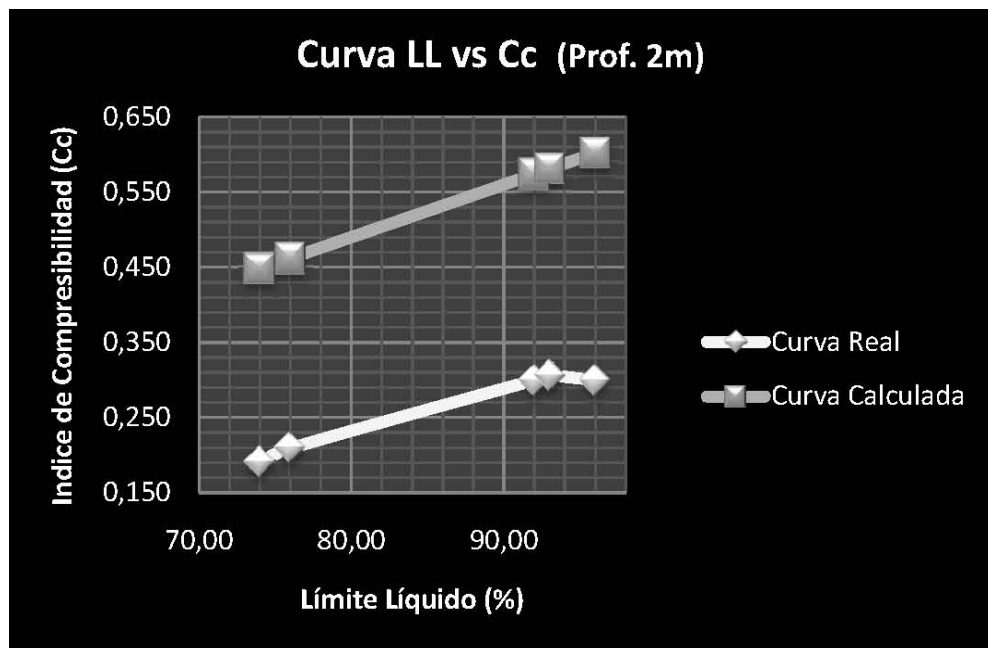


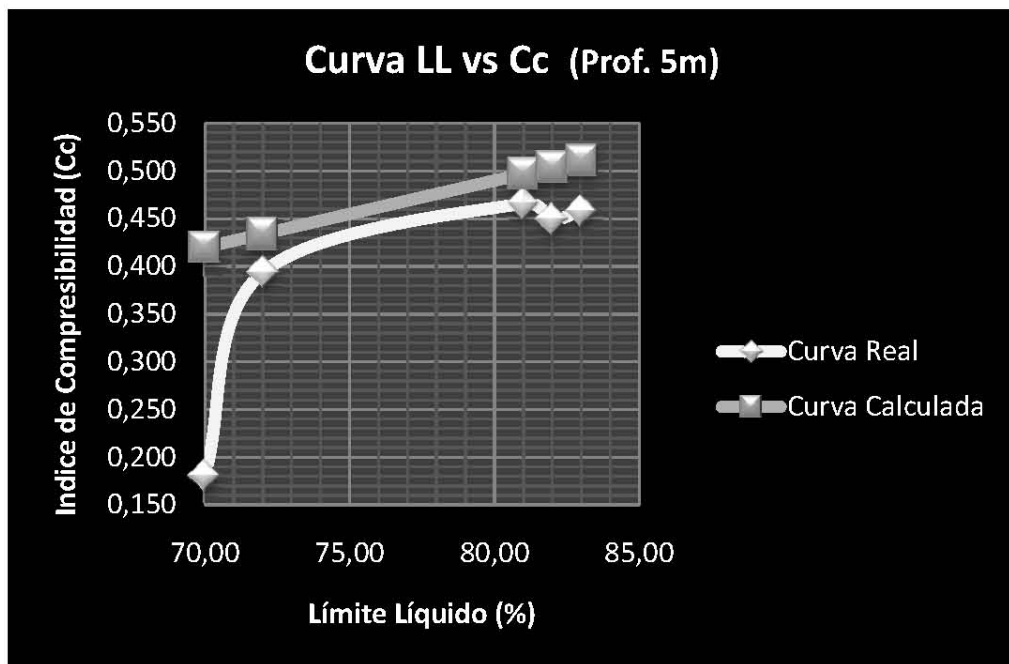
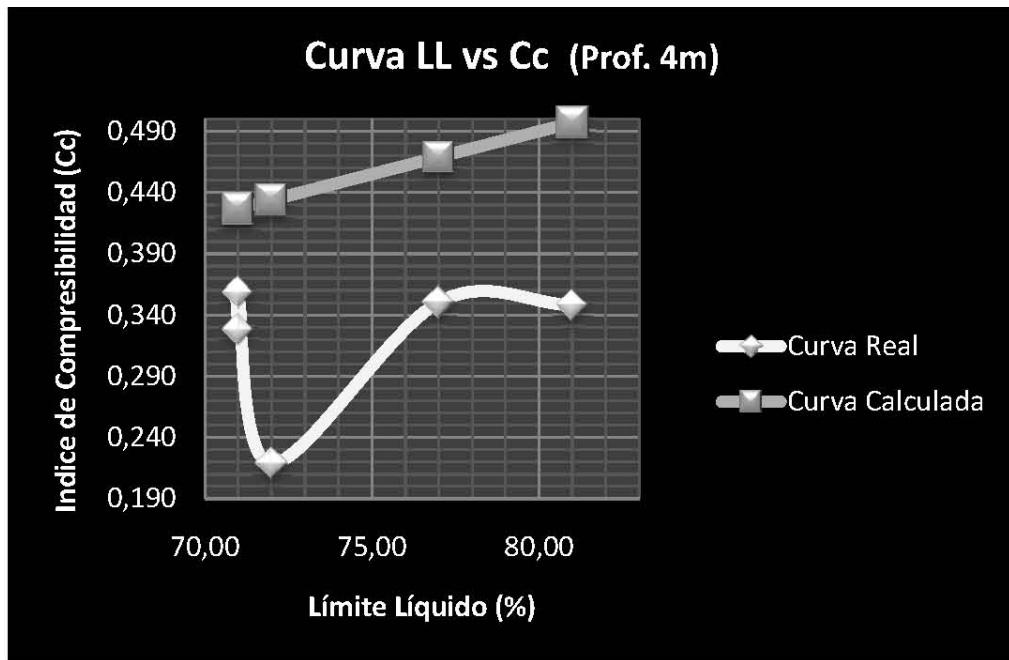
Curva LL vs Cc (5º Sondeo)



INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	LL (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	3	74,00	0,283	0,448
1	5	76,00	0,235	0,462
1	1	76,00	0,255	0,462
1	4	83,00	0,241	0,511
1	2	87,00	0,238	0,539
2	1	74,00	0,190	0,448
2	2	76,00	0,209	0,462
2	5	92,00	0,300	0,574
2	3	93,00	0,306	0,581
2	4	96,00	0,300	0,602
3	5	73,00	0,367	0,441
3	2	74,00	0,281	0,448
3	1	75,00	0,140	0,455
3	4	77,00	0,361	0,469
3	3	89,00	0,374	0,553
4	1	71,00	0,328	0,427
4	5	71,00	0,358	0,427
4	2	72,00	0,219	0,434
4	3	77,00	0,350	0,469
4	4	81,00	0,348	0,497
5	1	70,00	0,180	0,420
5	2	72,00	0,394	0,434
5	3	81,00	0,466	0,497
5	4	82,00	0,450	0,504
5	5	83,00	0,458	0,511







$$C_c = 0,2343 (LL / 100) G_s \quad - \quad \text{Nagaraj y Murty (1985)}$$

$$C_c = A (LL / 100) G_s$$

CORRELACIÓN DE NAGARAJ Y MURTY PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo Nº	Límite Líquido (%)	Gravedad Específica Sólidos	Variable A	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	76	2,712	0,2343	0,255	0,483
2		74	2,723	0,2343	0,190	0,472
3		75	2,711	0,2343	0,140	0,476
4		71	2,745	0,2343	0,328	0,457
5		70	2,731	0,2343	0,180	0,448
1	2	87	2,683	0,2343	0,238	0,547
2		76	2,791	0,2343	0,209	0,497
3		74	2,524	0,2343	0,281	0,438
4		72	2,752	0,2343	0,219	0,464
5		72	2,704	0,2343	0,394	0,456
1	3	74	2,797	0,2343	0,283	0,485
2		93	2,793	0,2343	0,306	0,609
3		89	2,742	0,2343	0,374	0,572
4		77	2,665	0,2343	0,350	0,481
5		81	2,736	0,2343	0,466	0,519
1	4	83	2,786	0,2343	0,241	0,542
2		96	2,788	0,2343	0,300	0,627
3		77	2,749	0,2343	0,361	0,496
4		81	2,706	0,2343	0,348	0,514
5		82	2,743	0,2343	0,450	0,527
1	5	76	2,774	0,2343	0,235	0,494
2		92	2,785	0,2343	0,300	0,600
3		73	2,751	0,2343	0,367	0,471
4		71	2,725	0,2343	0,358	0,453
5		83	2,761	0,2343	0,458	0,537

$$C_c = 0,141 G_s^{1,2} (1 + e_o) / G_s^{2,38} - \text{Rendon-Herrero (1983)}$$

$$C_c = A * G_s^B (C + e_o) / G_s^D$$

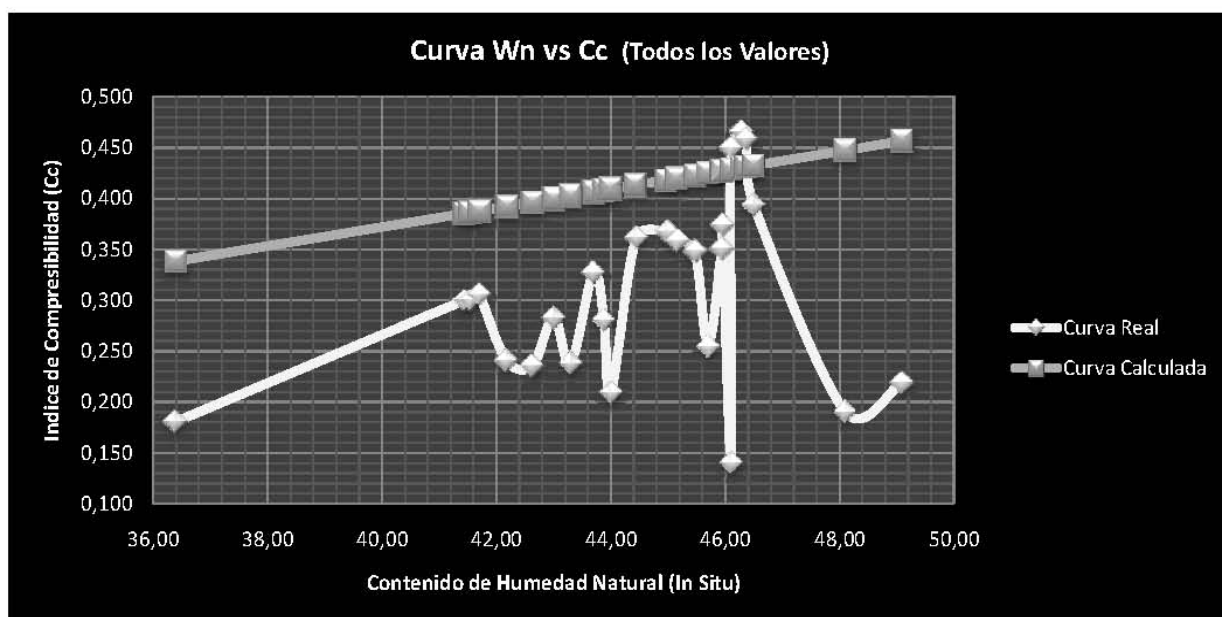
CORRELACIÓN DE RENDON-HERRERO PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO									
Profundidad	Sondeo N°	Relación de Vacíos (in situ)	Gravedad Específica Sólidos	Variable A	Variable B	Variable C	Variable D	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	1,34	2,712	0,141	1,200	1,000	2,380	0,255	0,328
2		1,34	2,723	0,141	1,200	1,000	2,380	0,190	0,325
3		1,37	2,711	0,141	1,200	1,000	2,380	0,140	0,337
4		1,31	2,745	0,141	1,200	1,000	2,380	0,328	0,313
5		1,32	2,731	0,141	1,200	1,000	2,380	0,180	0,320
1	2	1,25	2,683	0,141	1,200	1,000	2,380	0,238	0,304
2		1,34	2,791	0,141	1,200	1,000	2,380	0,209	0,318
3		1,21	2,524	0,141	1,200	1,000	2,380	0,281	0,313
4		1,50	2,752	0,141	1,200	1,000	2,380	0,219	0,377
5		1,45	2,704	0,141	1,200	1,000	2,380	0,394	0,368
1	3	1,43	2,797	0,141	1,200	1,000	2,380	0,283	0,346
2		1,39	2,793	0,141	1,200	1,000	2,380	0,306	0,335
3		1,51	2,742	0,141	1,200	1,000	2,380	0,374	0,383
4		1,40	2,665	0,141	1,200	1,000	2,380	0,350	0,358
5		1,47	2,736	0,141	1,200	1,000	2,380	0,466	0,369
1	4	1,40	2,786	0,141	1,200	1,000	2,380	0,241	0,340
2		1,41	2,788	0,141	1,200	1,000	2,380	0,300	0,341
3		1,47	2,749	0,141	1,200	1,000	2,380	0,361	0,367
4		1,41	2,706	0,141	1,200	1,000	2,380	0,348	0,355
5		1,41	2,743	0,141	1,200	1,000	2,380	0,450	0,347
1	5	1,38	2,774	0,141	1,200	1,000	2,380	0,235	0,332
2		1,40	2,785	0,141	1,200	1,000	2,380	0,300	0,339
3		1,49	2,751	0,141	1,200	1,000	2,380	0,367	0,376
4		1,42	2,725	0,141	1,200	1,000	2,380	0,358	0,355
5		1,48	2,761	0,141	1,200	1,000	2,380	0,458	0,371

$$C_c = 0,0093W_n \quad - \quad \text{Koppula (1981)} \quad - \quad 109 \text{ Puntos}$$

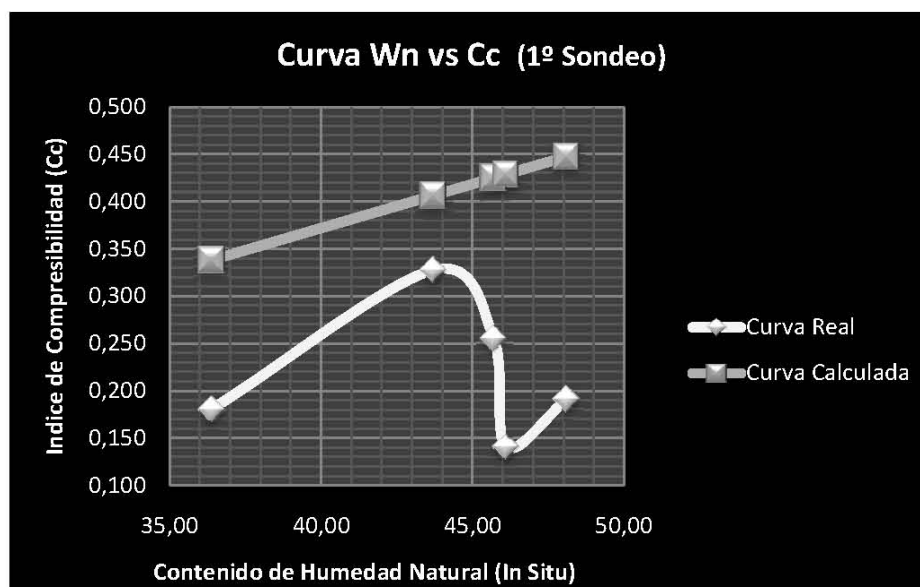
$$C_c = A * W_n$$

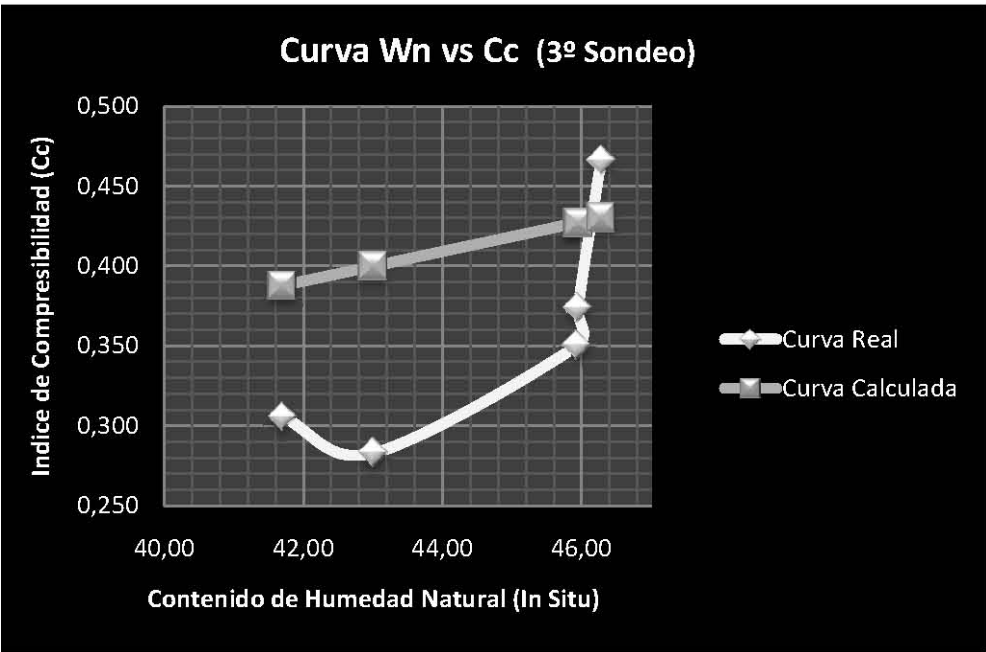
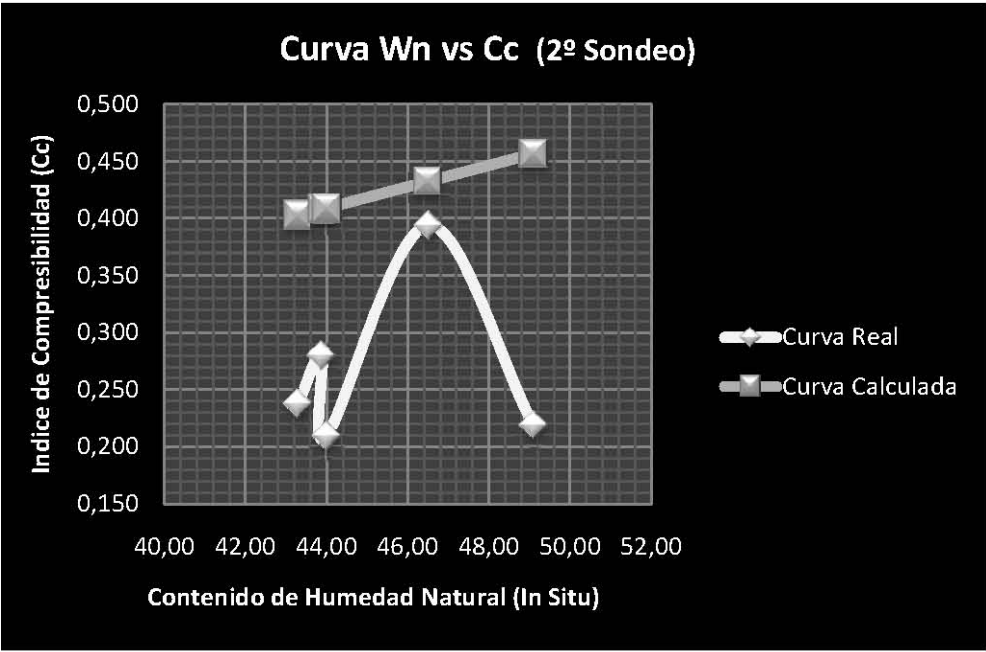
CORRELACIÓN DE KOPPULA PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO					
Profundidad	Sondeo Nº	Contenido de Humedad Natural (in situ)	Variable A	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	45,70	0,0093	0,255	0,425
2		48,10	0,0093	0,190	0,447
3		46,10	0,0093	0,140	0,429
4		43,70	0,0093	0,328	0,406
5		36,38	0,0093	0,180	0,338
1	2	43,30	0,0093	0,238	0,403
2		44,00	0,0093	0,209	0,409
3		43,88	0,0093	0,281	0,408
4		49,10	0,0093	0,219	0,457
5		46,50	0,0093	0,394	0,432
1	3	43,00	0,0093	0,283	0,400
2		41,69	0,0093	0,306	0,388
3		45,95	0,0093	0,374	0,427
4		45,93	0,0093	0,350	0,427
5		46,28	0,0093	0,466	0,430
1	4	42,18	0,0093	0,241	0,392
2		41,44	0,0093	0,300	0,385
3		44,44	0,0093	0,361	0,413
4		45,47	0,0093	0,348	0,423
5		46,10	0,0093	0,450	0,429
1	5	42,63	0,0093	0,235	0,396
2		41,54	0,0093	0,300	0,386
3		44,97	0,0093	0,367	0,418
4		45,15	0,0093	0,358	0,420
5		46,36	0,0093	0,458	0,431

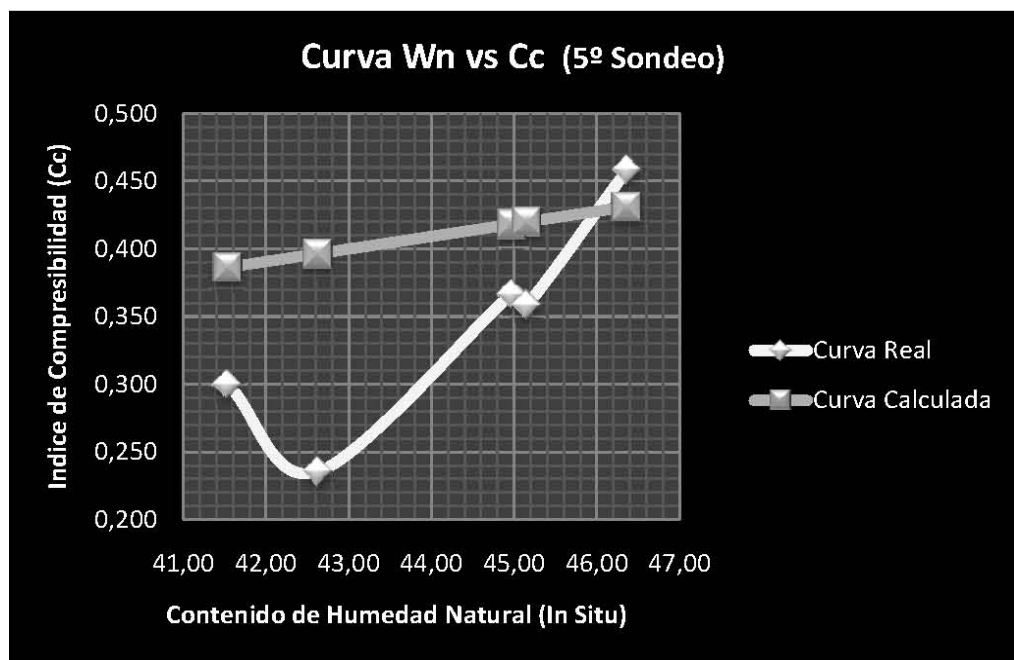
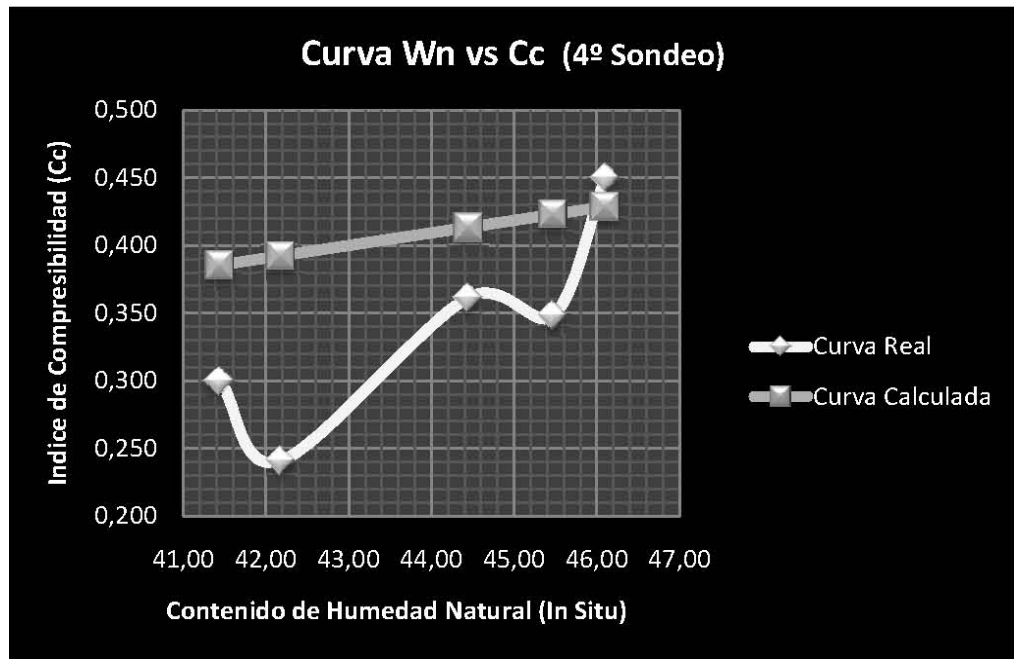
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo Nº	Profundidad	Wn (in situ)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	36,38	0,180	0,338
4	2	41,44	0,300	0,385
5	2	41,54	0,300	0,386
3	2	41,69	0,306	0,388
4	1	42,18	0,241	0,392
5	1	42,63	0,235	0,396
3	1	43,00	0,283	0,400
2	1	43,30	0,238	0,403
1	4	43,70	0,328	0,406
2	3	43,88	0,281	0,408
2	2	44,00	0,209	0,409
4	3	44,44	0,361	0,413
5	3	44,97	0,367	0,418
5	4	45,15	0,358	0,420
4	4	45,47	0,348	0,423
1	1	45,70	0,255	0,425
3	4	45,93	0,350	0,427
3	3	45,95	0,374	0,427
1	3	46,10	0,140	0,429
4	5	46,10	0,450	0,429
3	5	46,28	0,466	0,430
5	5	46,36	0,458	0,431
2	5	46,50	0,394	0,432
1	2	48,10	0,190	0,447
2	4	49,10	0,219	0,457



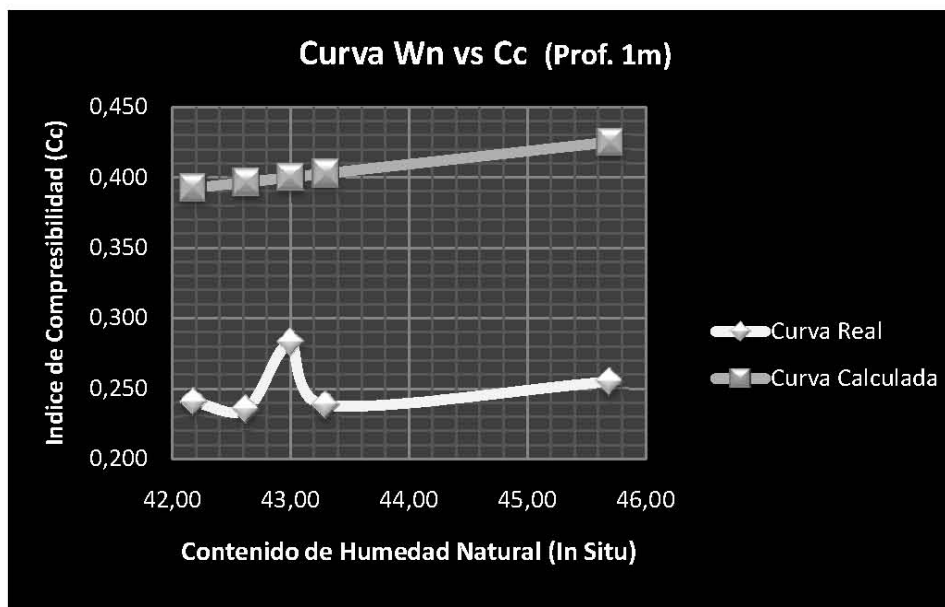
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo Nº	Profundidad	Wn (in situ)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	36,38	0,180	0,338
	4	43,70	0,328	0,406
	1	45,70	0,255	0,425
	3	46,10	0,140	0,429
	2	48,10	0,190	0,447
2	1	43,30	0,238	0,403
	3	43,88	0,281	0,408
	2	44,00	0,209	0,409
	5	46,50	0,394	0,432
	4	49,10	0,219	0,457
3	2	41,69	0,306	0,388
	1	43,00	0,283	0,400
	4	45,93	0,350	0,427
	3	45,95	0,374	0,427
	5	46,28	0,466	0,430
4	2	41,44	0,300	0,385
	1	42,18	0,241	0,392
	3	44,44	0,361	0,413
	4	45,47	0,348	0,423
	5	46,10	0,450	0,429
5	2	41,54	0,300	0,386
	1	42,63	0,235	0,396
	3	44,97	0,367	0,418
	4	45,15	0,358	0,420
	5	46,36	0,458	0,431

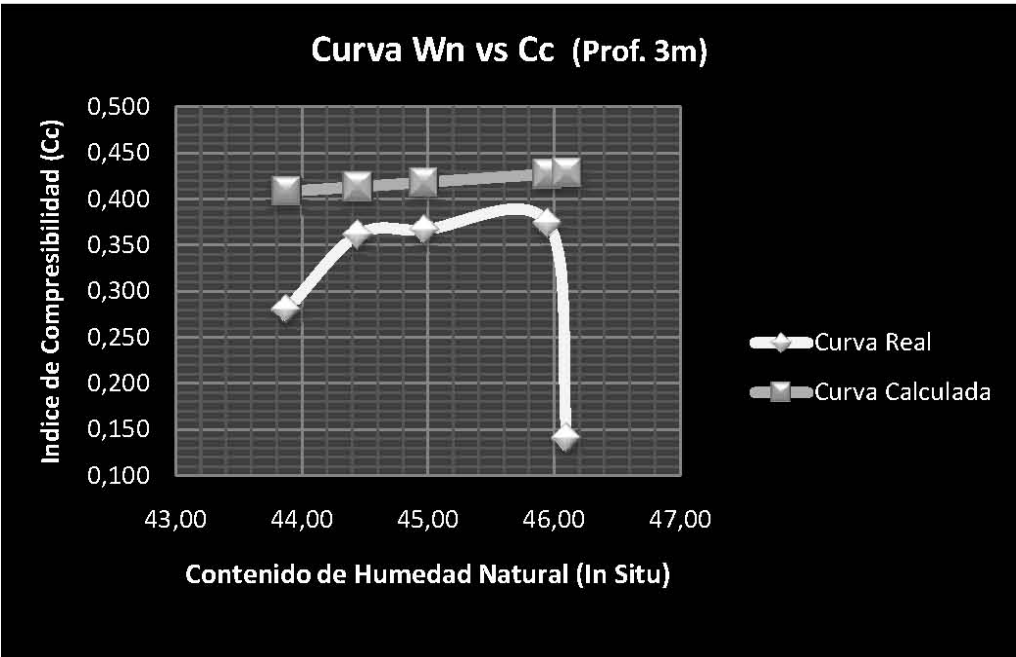
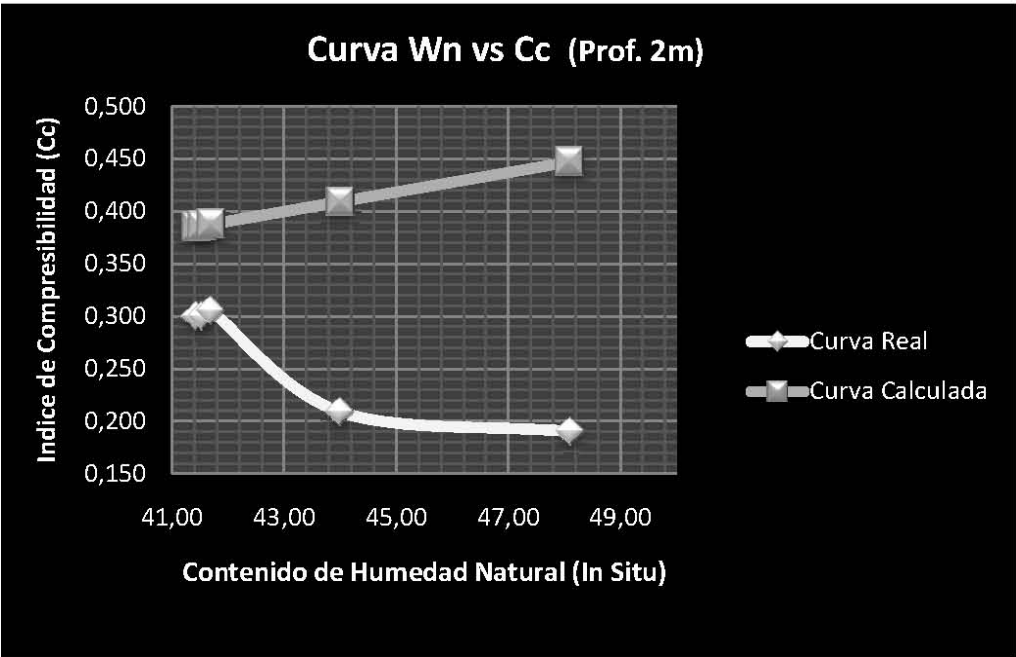


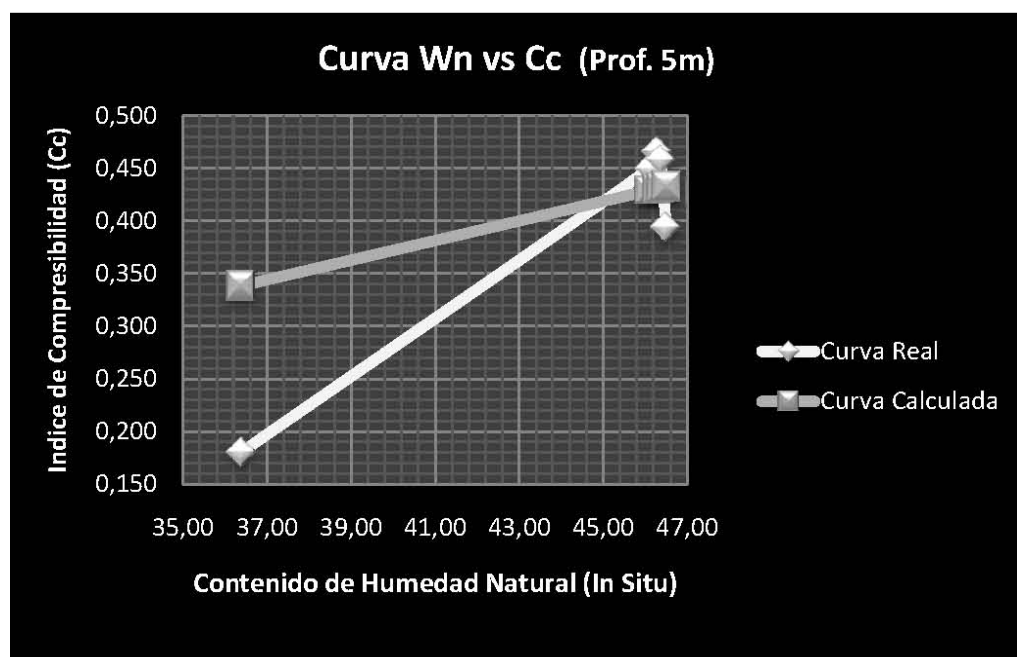
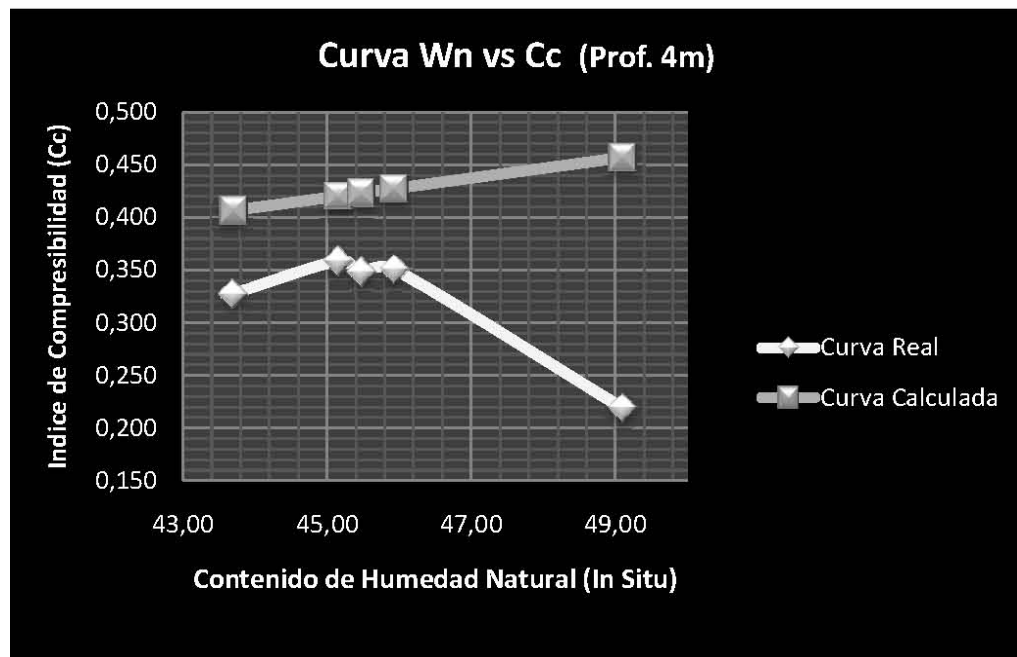




INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo Nº	Wn (in situ)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	4	42,18	0,241	0,392
	5	42,63	0,235	0,396
	3	43,00	0,283	0,400
	2	43,30	0,238	0,403
	1	45,70	0,255	0,425
2	4	41,44	0,300	0,385
	5	41,54	0,300	0,386
	3	41,69	0,306	0,388
	2	44,00	0,209	0,409
	1	48,10	0,190	0,447
3	2	43,88	0,281	0,408
	4	44,44	0,361	0,413
	5	44,97	0,367	0,418
	3	45,95	0,374	0,427
	1	46,10	0,140	0,429
4	1	43,70	0,328	0,406
	5	45,15	0,358	0,420
	4	45,47	0,348	0,423
	3	45,93	0,350	0,427
	2	49,10	0,219	0,457
5	1	36,38	0,180	0,338
	4	46,10	0,450	0,429
	3	46,28	0,466	0,430
	5	46,36	0,458	0,431
	2	46,50	0,394	0,432





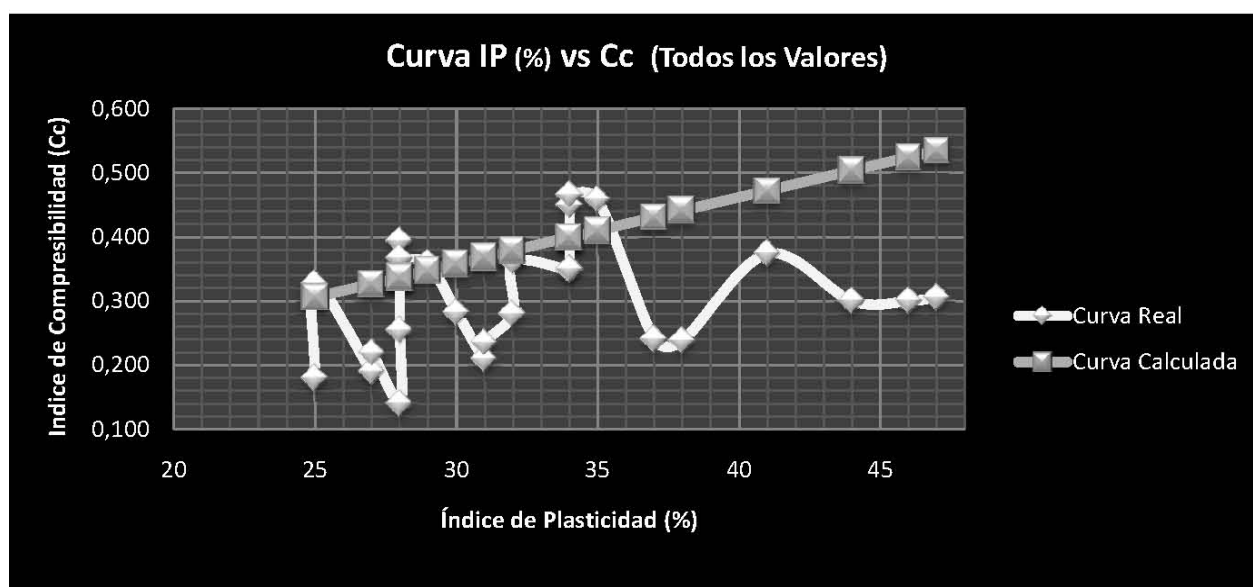


$$C_c = 0,046 + 0,0104 * IP \quad - \quad \text{Nakase et al. (1988)} \quad - \quad \text{Mejor para } IP < 50\%$$

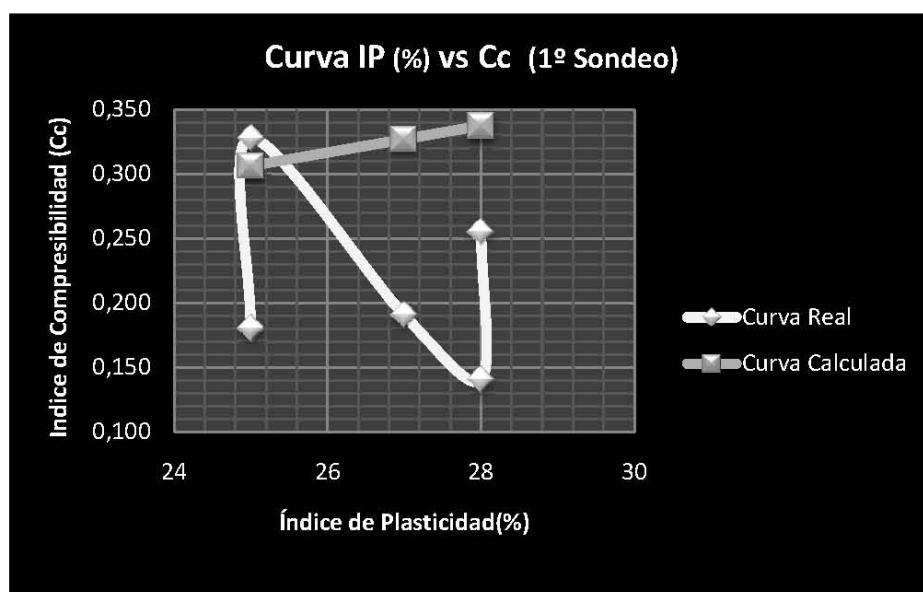
$$C_c = A + B * IP$$

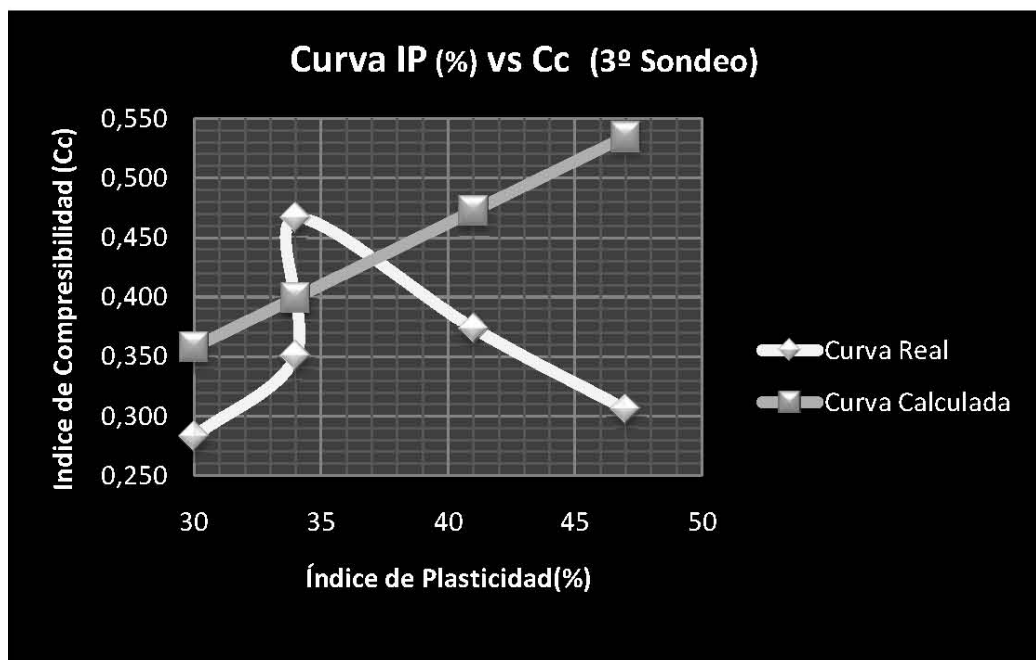
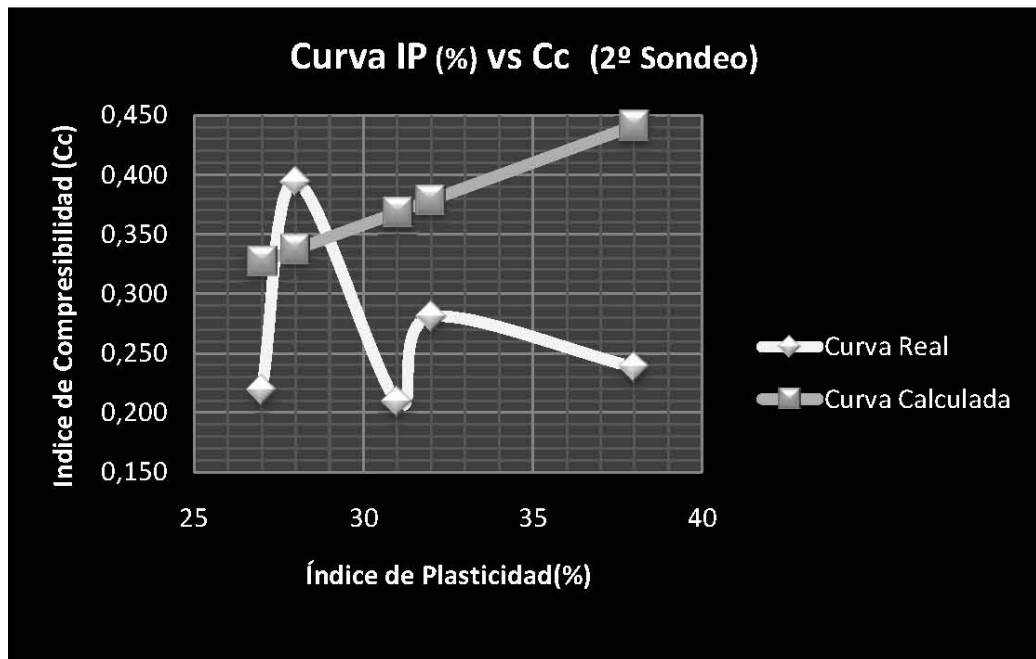
CORRELACIÓN DE NAKASE ET AL. PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo Nº	Índice de Plasticidad (%)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	28	0,046	0,0104	0,255	0,337
2		27	0,046	0,0104	0,190	0,327
3		28	0,046	0,0104	0,140	0,337
4		25	0,046	0,0104	0,328	0,306
5		25	0,046	0,0104	0,180	0,306
1	2	38	0,046	0,0104	0,238	0,441
2		31	0,046	0,0104	0,209	0,368
3		32	0,046	0,0104	0,281	0,379
4		27	0,046	0,0104	0,219	0,327
5		28	0,046	0,0104	0,394	0,337
1	3	30	0,046	0,0104	0,283	0,358
2		47	0,046	0,0104	0,306	0,535
3		41	0,046	0,0104	0,374	0,472
4		34	0,046	0,0104	0,350	0,400
5		34	0,046	0,0104	0,466	0,400
1	4	37	0,046	0,0104	0,241	0,431
2		46	0,046	0,0104	0,300	0,524
3		32	0,046	0,0104	0,361	0,379
4		34	0,046	0,0104	0,348	0,400
5		34	0,046	0,0104	0,450	0,400
1	5	31	0,046	0,0104	0,235	0,368
2		44	0,046	0,0104	0,300	0,504
3		28	0,046	0,0104	0,367	0,337
4		29	0,046	0,0104	0,358	0,348
5		35	0,046	0,0104	0,458	0,410

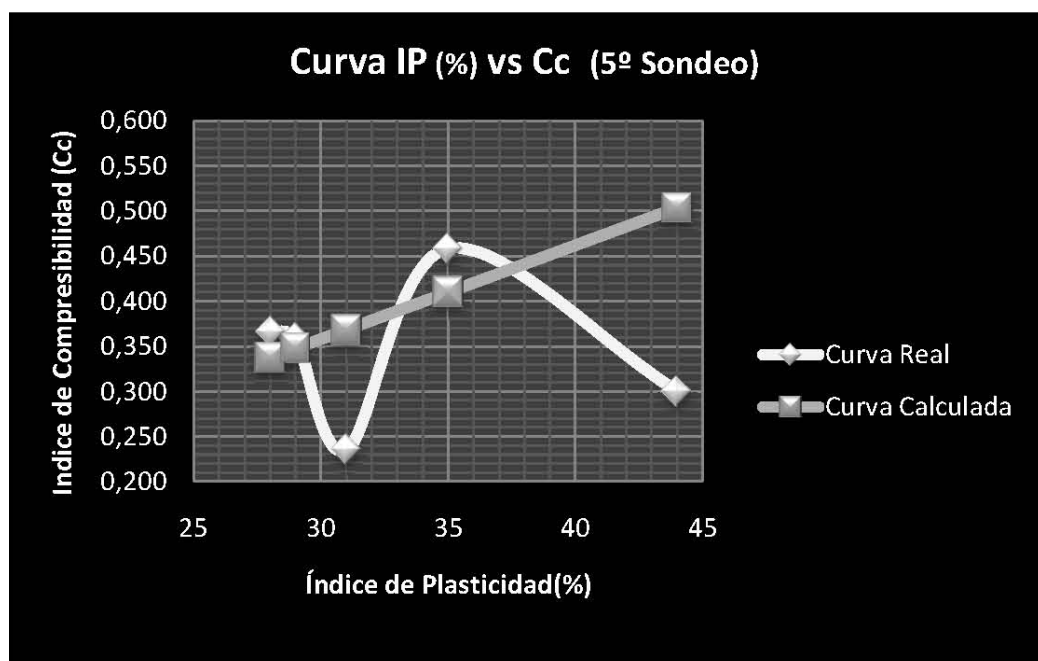
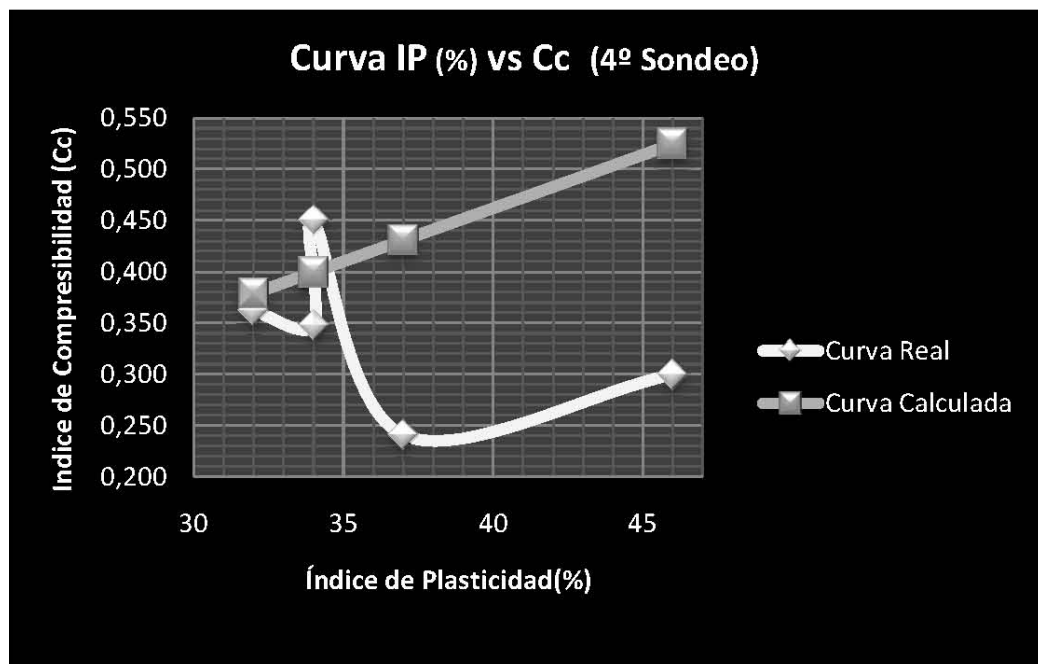
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo Nº	Profundidad	IP (%)	Cc Real	Cc Calculado
1	5	25	0,180	0,306
1	4	25	0,328	0,306
1	2	27	0,190	0,327
2	4	27	0,219	0,327
1	3	28	0,140	0,337
1	1	28	0,255	0,337
2	5	28	0,394	0,337
5	3	28	0,367	0,337
5	4	29	0,358	0,348
3	1	30	0,283	0,358
2	2	31	0,209	0,368
5	1	31	0,235	0,368
2	3	32	0,281	0,379
4	3	32	0,361	0,379
4	4	34	0,348	0,400
3	4	34	0,350	0,400
4	5	34	0,450	0,400
3	5	34	0,466	0,400
5	5	35	0,458	0,410
4	1	37	0,241	0,431
2	1	38	0,238	0,441
3	3	41	0,374	0,472
5	2	44	0,300	0,504
4	2	46	0,300	0,524
3	2	47	0,306	0,535



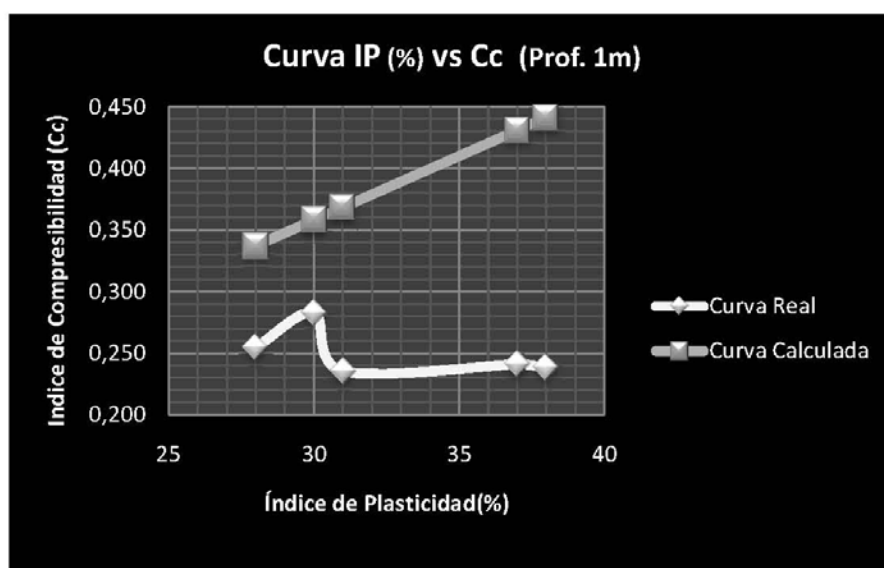
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo Nº	Profundidad	IP (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	25	0,180	0,306
1	4	25	0,328	0,306
1	2	27	0,190	0,327
1	3	28	0,140	0,337
1	1	28	0,255	0,337
2	4	27	0,219	0,327
2	5	28	0,394	0,337
2	2	31	0,209	0,368
2	3	32	0,281	0,379
2	1	38	0,238	0,441
3	1	30	0,283	0,358
3	4	34	0,350	0,400
3	5	34	0,466	0,400
3	3	41	0,374	0,472
3	2	47	0,306	0,535
4	3	32	0,361	0,379
4	4	34	0,348	0,400
4	5	34	0,450	0,400
4	1	37	0,241	0,431
4	2	46	0,300	0,524
5	3	28	0,367	0,337
5	4	29	0,358	0,348
5	1	31	0,235	0,368
5	5	35	0,458	0,410
5	2	44	0,300	0,504

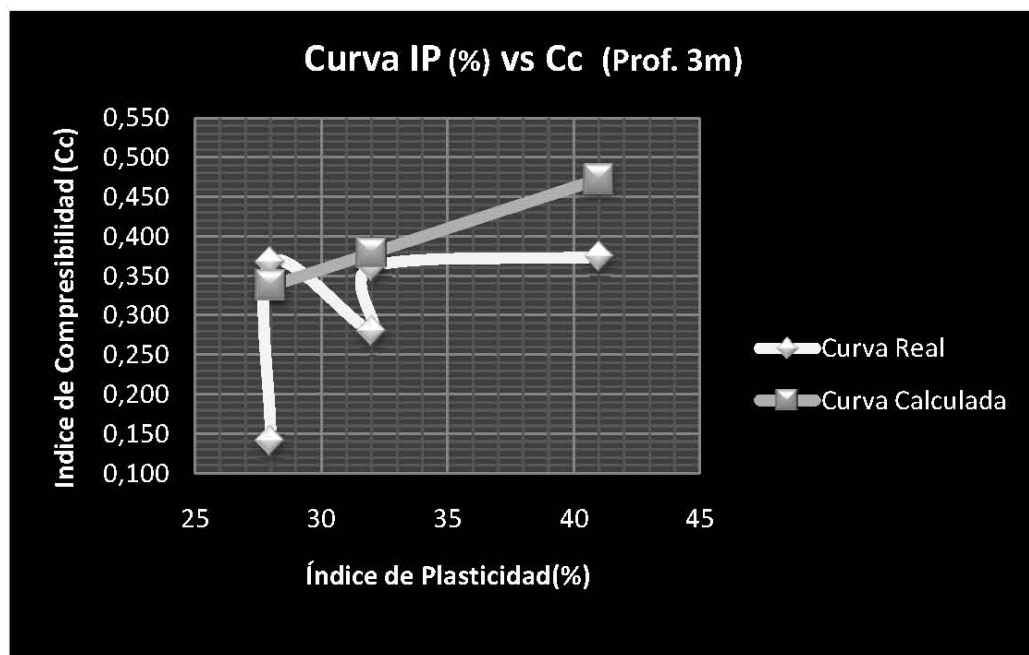
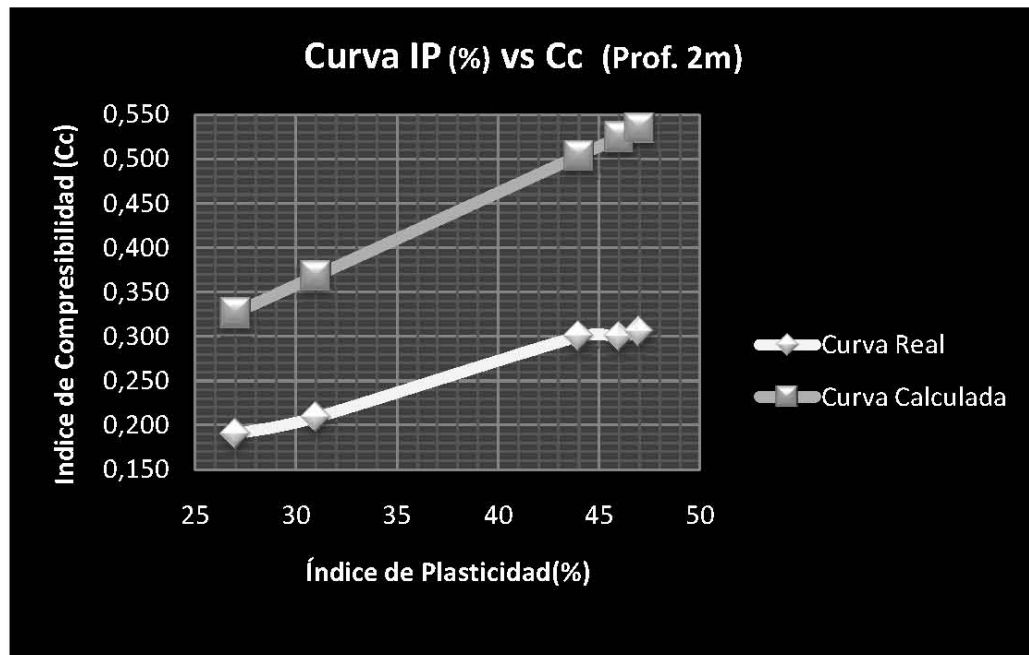


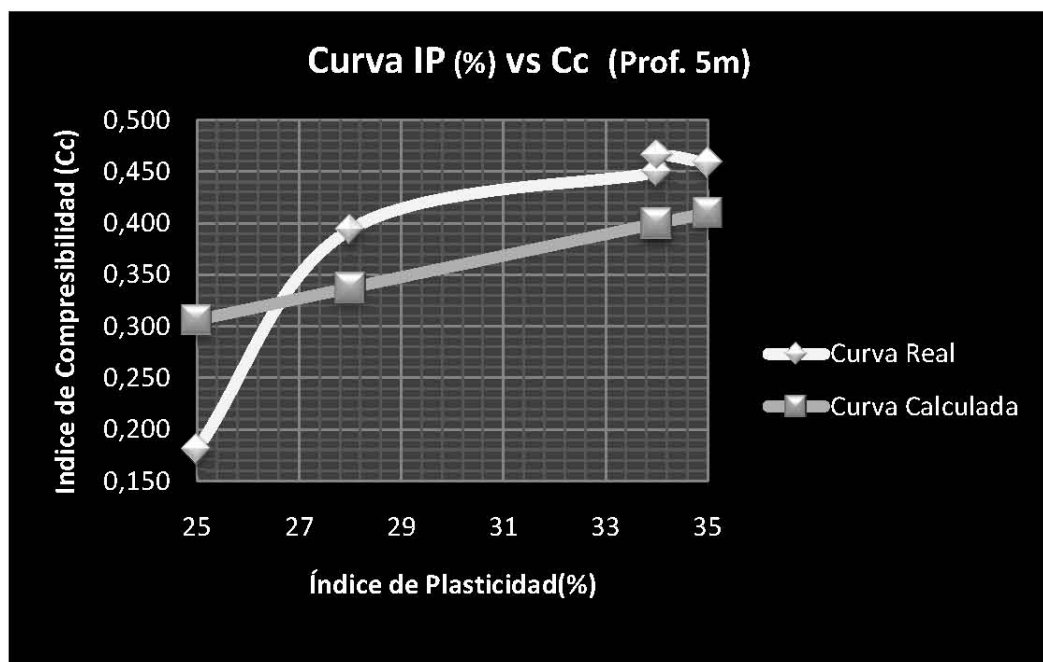
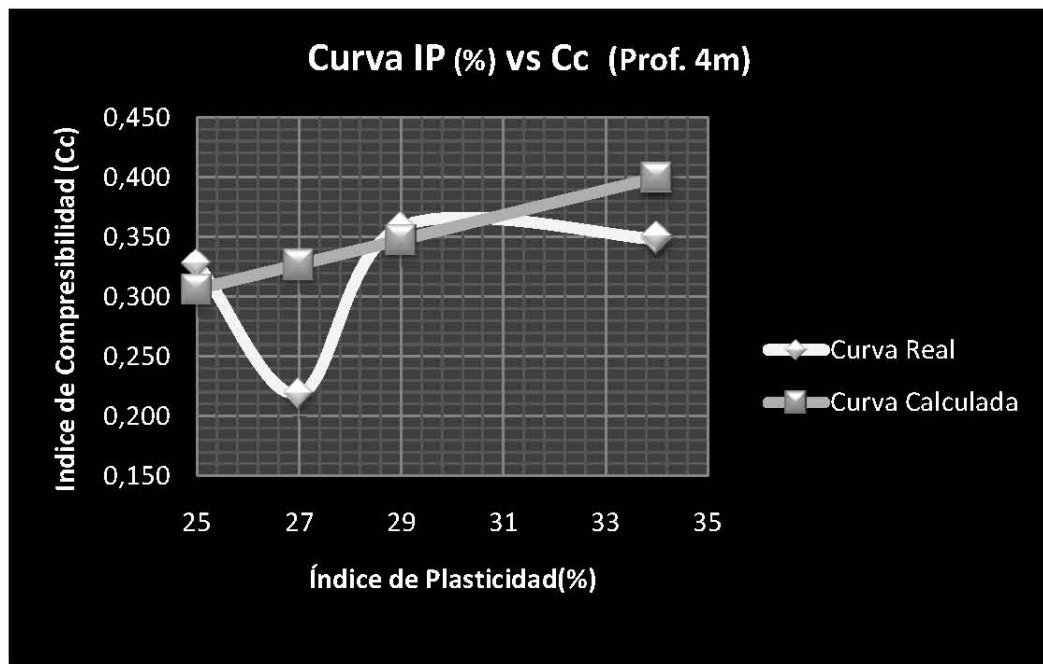




INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	IP (%)	Cc Real	Cc Calculado
1	1	28	0,255	0,337
1	3	30	0,283	0,358
1	5	31	0,235	0,368
1	4	37	0,241	0,431
1	2	38	0,238	0,441
2	1	27	0,190	0,327
2	2	31	0,209	0,368
2	5	44	0,300	0,504
2	4	46	0,300	0,524
2	3	47	0,306	0,535
3	1	28	0,140	0,337
3	5	28	0,367	0,337
3	2	32	0,281	0,379
3	4	32	0,361	0,379
3	3	41	0,374	0,472
4	1	25	0,328	0,306
4	2	27	0,219	0,327
4	5	29	0,358	0,348
4	4	34	0,348	0,400
4	3	34	0,350	0,400
5	1	25	0,180	0,306
5	2	28	0,394	0,337
5	4	34	0,450	0,400
5	3	34	0,466	0,400
5	5	35	0,458	0,410





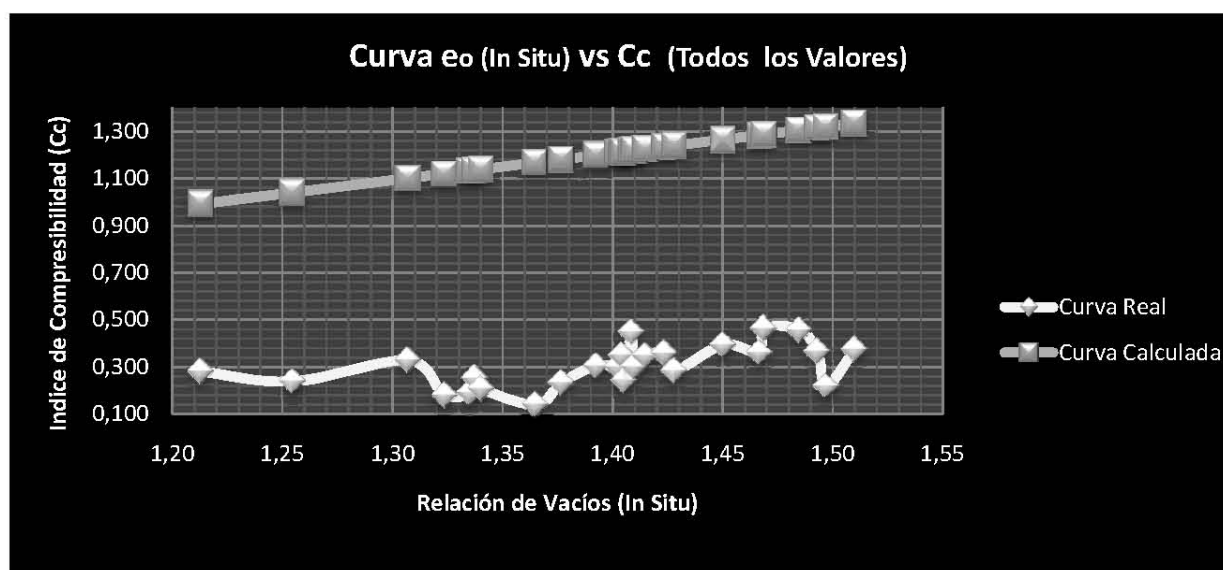


$$C_c = 1,15(e_o - 0,35) \quad - \quad \text{Nishida (1956)} \quad - \quad \text{Para Todas las Arcillas}$$

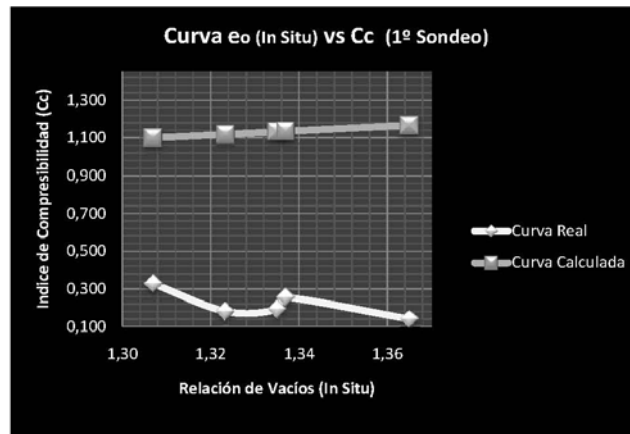
$$C_c = A(e_o - B)$$

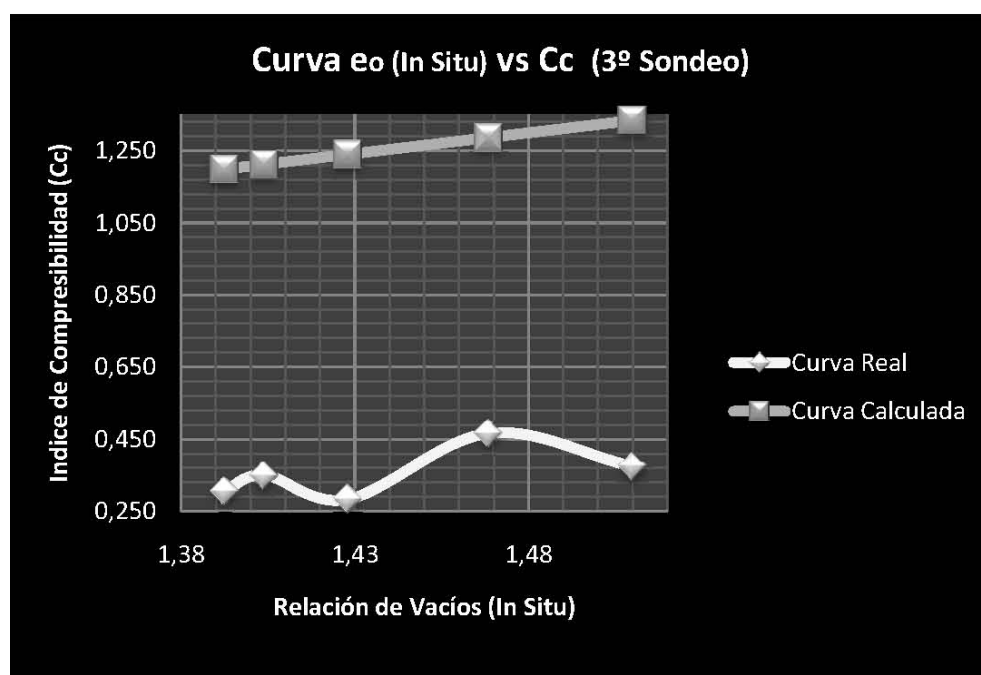
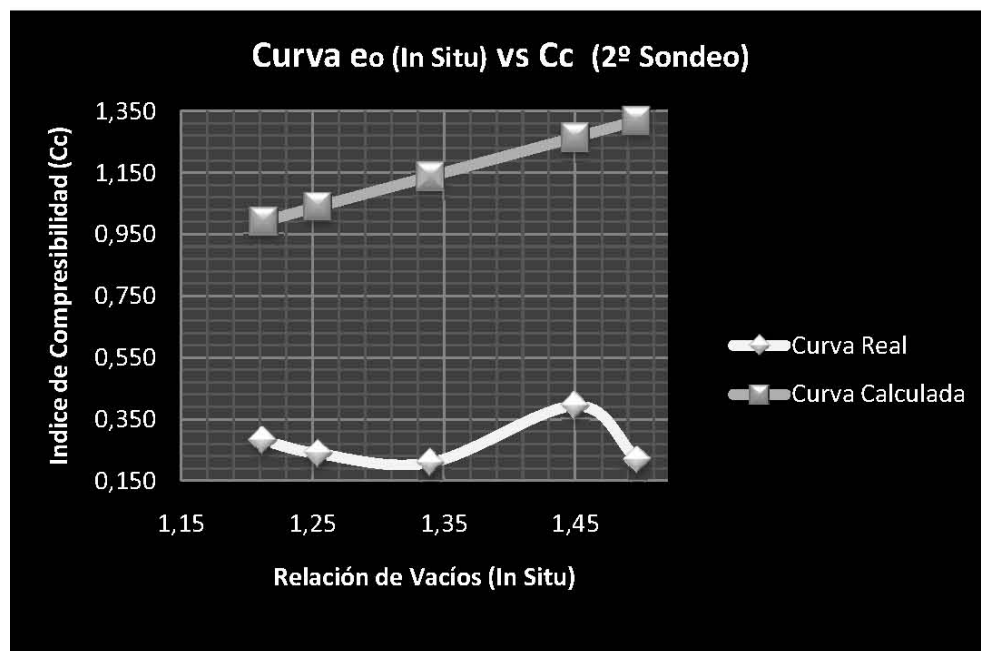
CORRELACIÓN DE NISHIDA PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo N°	Relación de Vacíos (in situ)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	1,34	1,150	0,350	0,255	1,135
2		1,34	1,150	0,350	0,190	1,133
3		1,37	1,150	0,350	0,140	1,167
4		1,31	1,150	0,350	0,328	1,101
5		1,32	1,150	0,350	0,180	1,119
1	2	1,25	1,150	0,350	0,238	1,040
2		1,34	1,150	0,350	0,209	1,139
3		1,21	1,150	0,350	0,281	0,992
4		1,50	1,150	0,350	0,219	1,319
5		1,45	1,150	0,350	0,394	1,265
1	3	1,43	1,150	0,350	0,283	1,240
2		1,39	1,150	0,350	0,306	1,199
3		1,51	1,150	0,350	0,374	1,334
4		1,40	1,150	0,350	0,350	1,212
5		1,47	1,150	0,350	0,466	1,286
1	4	1,40	1,150	0,350	0,241	1,213
2		1,41	1,150	0,350	0,300	1,219
3		1,47	1,150	0,350	0,361	1,284
4		1,41	1,150	0,350	0,348	1,224
5		1,41	1,150	0,350	0,450	1,217
1	5	1,38	1,150	0,350	0,235	1,181
2		1,40	1,150	0,350	0,300	1,210
3		1,49	1,150	0,350	0,367	1,314
4		1,42	1,150	0,350	0,358	1,234
5		1,48	1,150	0,350	0,458	1,305

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo Nº	Profundidad	eo (In situ)	Cc Real	Cc Calculado
2	3	1,21	0,281	0,992
2	1	1,25	0,238	1,040
1	4	1,31	0,328	1,101
1	5	1,32	0,180	1,119
1	2	1,34	0,190	1,133
1	1	1,34	0,255	1,135
2	2	1,34	0,209	1,139
1	3	1,37	0,140	1,167
5	1	1,38	0,235	1,181
3	2	1,39	0,306	1,199
5	2	1,40	0,300	1,210
3	4	1,40	0,350	1,212
4	1	1,40	0,241	1,213
4	5	1,41	0,450	1,217
4	2	1,41	0,300	1,219
4	4	1,41	0,348	1,224
5	4	1,42	0,358	1,234
3	1	1,43	0,283	1,240
2	5	1,45	0,394	1,265
4	3	1,47	0,361	1,284
3	5	1,47	0,466	1,286
5	5	1,48	0,458	1,305
5	3	1,49	0,367	1,314
2	4	1,50	0,219	1,319
3	3	1,51	0,374	1,334

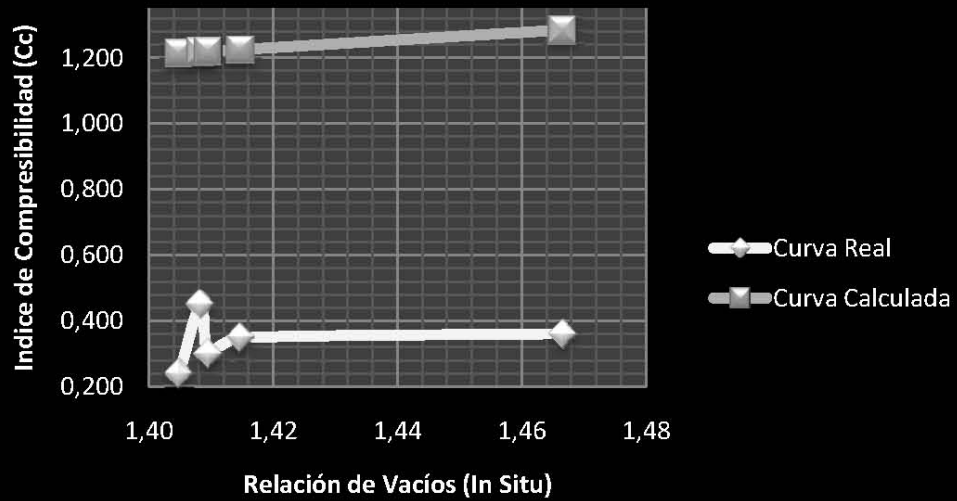


INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo N°	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	4	1,31	0,328	1,101
1	5	1,32	0,180	1,119
1	2	1,34	0,190	1,133
1	1	1,34	0,255	1,135
1	3	1,37	0,140	1,167
2	3	1,21	0,281	0,992
2	1	1,25	0,238	1,040
2	2	1,34	0,209	1,139
2	5	1,45	0,394	1,265
2	4	1,50	0,219	1,319
3	2	1,39	0,306	1,199
3	4	1,40	0,350	1,212
3	1	1,43	0,283	1,240
3	5	1,47	0,466	1,286
3	3	1,51	0,374	1,334
4	1	1,40	0,241	1,213
4	5	1,41	0,450	1,217
4	2	1,41	0,300	1,219
4	4	1,41	0,348	1,224
4	3	1,47	0,361	1,284
5	1	1,38	0,235	1,181
5	2	1,40	0,300	1,210
5	4	1,42	0,358	1,234
5	5	1,48	0,458	1,305
5	3	1,49	0,367	1,314

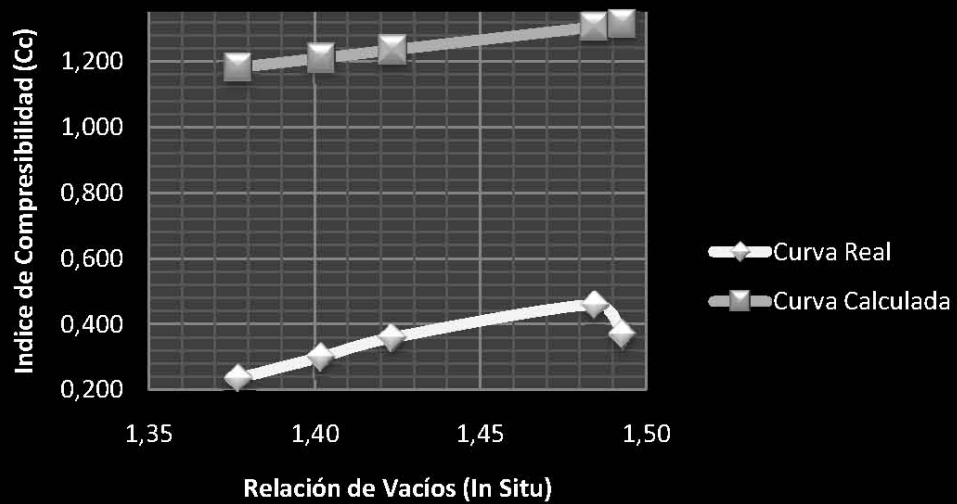




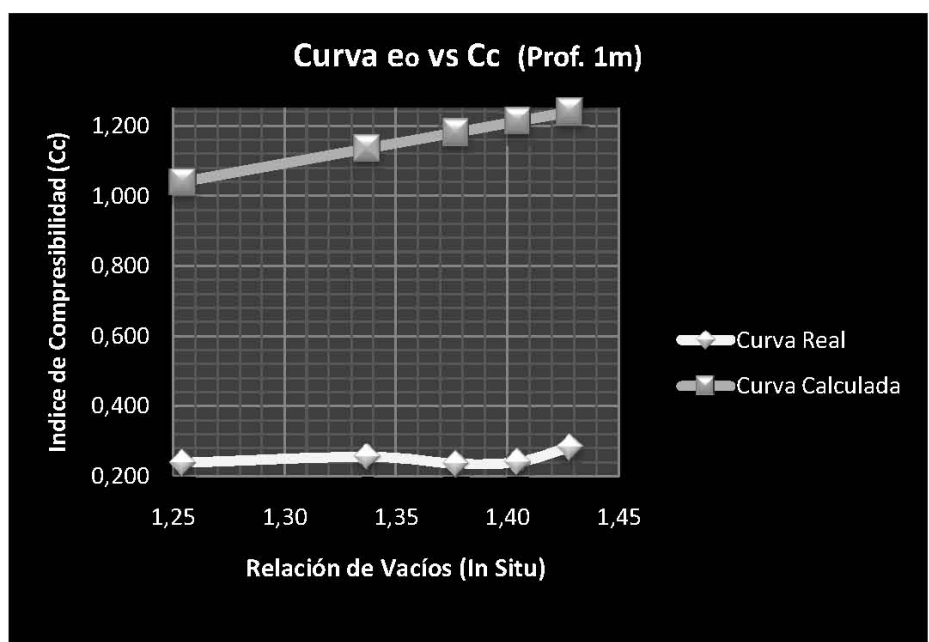
Curva e_o (In Situ) vs C_c (4º Sondeo)

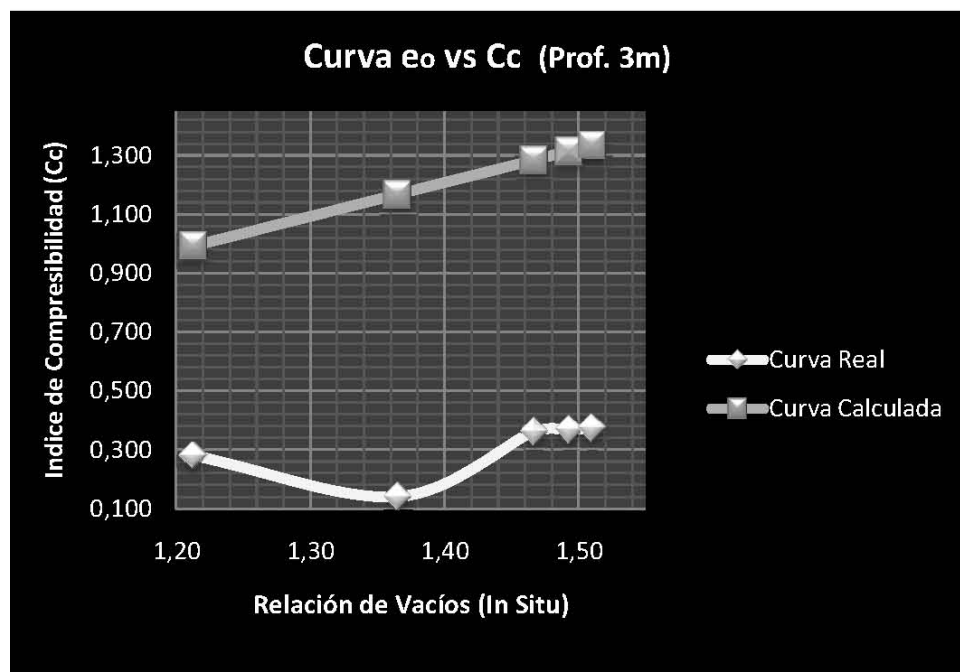
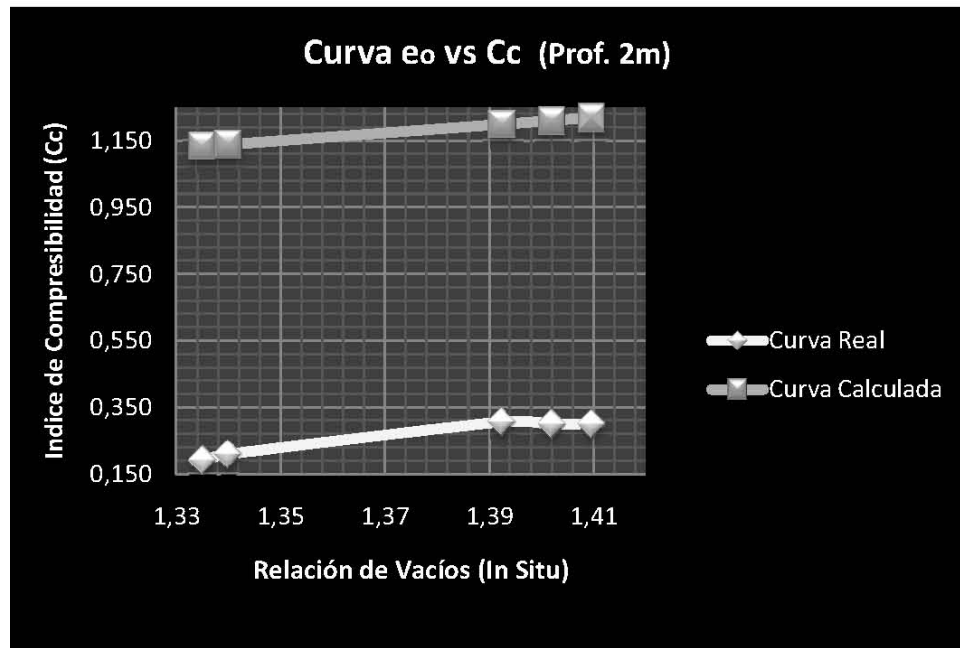


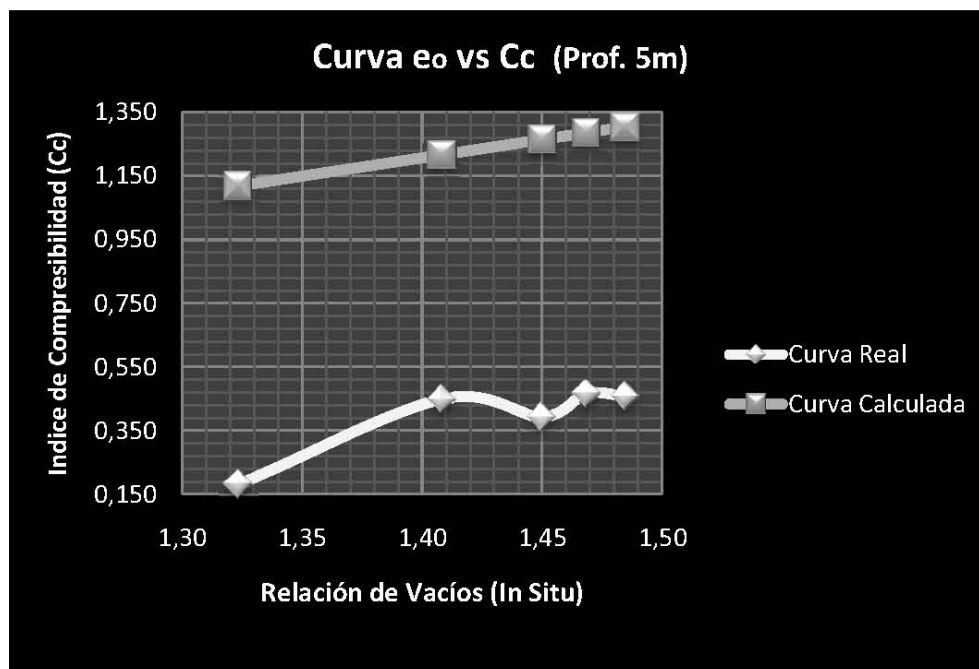
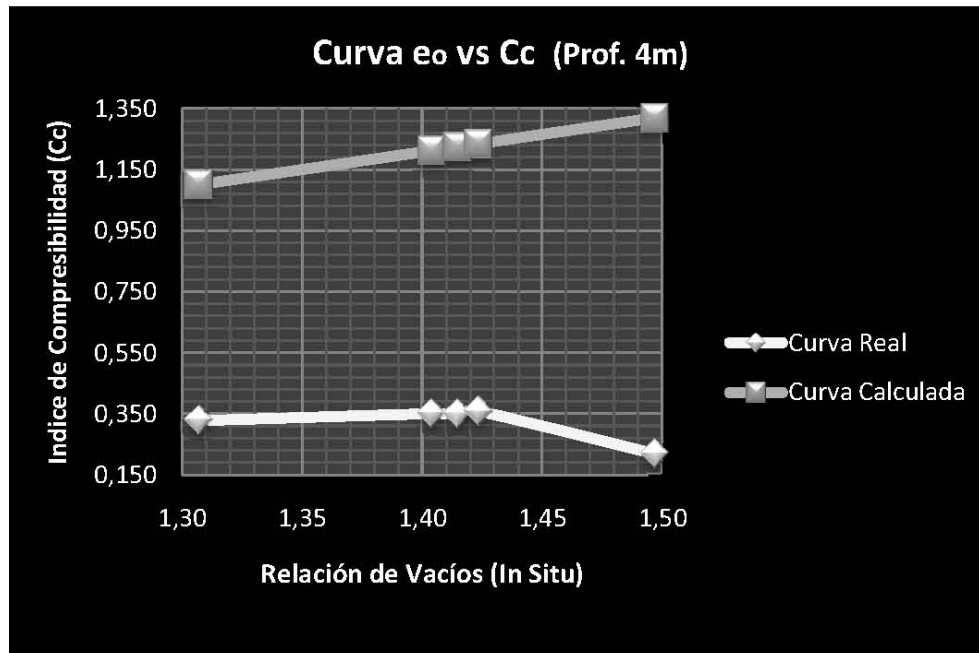
Curva e_o (In Situ) vs C_c (5º Sondeo)



INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	2	1,25	0,238	1,040
1	1	1,34	0,255	1,135
1	5	1,38	0,235	1,181
1	4	1,40	0,241	1,213
1	3	1,43	0,283	1,240
2	1	1,34	0,190	1,133
2	2	1,34	0,209	1,139
2	3	1,39	0,306	1,199
2	5	1,40	0,300	1,210
2	4	1,41	0,300	1,219
3	2	1,21	0,281	0,992
3	1	1,37	0,140	1,167
3	4	1,47	0,361	1,284
3	5	1,49	0,367	1,314
3	3	1,51	0,374	1,334
4	1	1,31	0,328	1,101
4	3	1,40	0,350	1,212
4	4	1,41	0,348	1,224
4	5	1,42	0,358	1,234
4	2	1,50	0,219	1,319
5	1	1,32	0,180	1,119
5	4	1,41	0,450	1,217
5	2	1,45	0,394	1,265
5	3	1,47	0,466	1,286
5	5	1,48	0,458	1,305







$$Cc = 0,009W_n + 0,005 LL \quad - \quad Koppula (1986) \quad - \quad \text{Para Todas las Arcillas}$$

$$Cc = A*W_n + B*LL$$

CORRELACIÓN DE KOPPULA PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO							
Profundidad	Sondeo N°	Contenido de Humedad Natural (in situ)	Límite Líquido (%)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	45,70	76	0,009	0,005	0,255	0,791
2		48,10	74	0,009	0,005	0,190	0,803
3		46,10	75	0,009	0,005	0,140	0,790
4		43,70	71	0,009	0,005	0,328	0,748
5		36,38	70	0,009	0,005	0,180	0,677
1	2	43,30	87	0,009	0,005	0,238	0,825
2		44,00	76	0,009	0,005	0,209	0,776
3		43,88	74	0,009	0,005	0,281	0,765
4		49,10	72	0,009	0,005	0,219	0,802
5		46,50	72	0,009	0,005	0,394	0,779
1	3	43,00	74	0,009	0,005	0,283	0,757
2		41,69	93	0,009	0,005	0,306	0,840
3		45,95	89	0,009	0,005	0,374	0,859
4		45,93	77	0,009	0,005	0,350	0,798
5		46,28	81	0,009	0,005	0,466	0,822
1	4	42,18	83	0,009	0,005	0,241	0,795
2		41,44	96	0,009	0,005	0,300	0,853
3		44,44	77	0,009	0,005	0,361	0,785
4		45,47	81	0,009	0,005	0,348	0,814
5		46,10	82	0,009	0,005	0,450	0,825
1	5	42,63	76	0,009	0,005	0,235	0,764
2		41,54	92	0,009	0,005	0,300	0,834
3		44,97	73	0,009	0,005	0,367	0,770
4		45,15	71	0,009	0,005	0,358	0,761
5		46,36	83	0,009	0,005	0,458	0,832

$$C_c = -0,156 + 0,411e_0 + 0,00058 LL \quad - \quad Al-Khafaji y Andersland (1992) \quad - \quad 72 \text{ Puntos}$$

$$C_c = -A + B * e_0 + C * LL$$

CORRELACIÓN DE AL-KHAFAJI Y ANDERSLAND PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO									
Profundidad	Sondeo Nº	Relación de Vacíos (in situ)	Límite Líquido (%)	Variable A	Variable B	Variable C	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)	
1	1	1,34	76	0,156	0,411	0,00058	0,255	0,438	
2		1,34	74	0,156	0,411	0,00058	0,190	0,436	
3		1,37	75	0,156	0,411	0,00058	0,140	0,449	
4		1,31	71	0,156	0,411	0,00058	0,328	0,422	
5		1,32	70	0,156	0,411	0,00058	0,180	0,429	
1	2	1,25	87	0,156	0,411	0,00058	0,238	0,410	
2		1,34	76	0,156	0,411	0,00058	0,209	0,439	
3		1,21	74	0,156	0,411	0,00058	0,281	0,385	
4		1,50	72	0,156	0,411	0,00058	0,219	0,501	
5		1,45	72	0,156	0,411	0,00058	0,394	0,482	
1	3	1,43	74	0,156	0,411	0,00058	0,283	0,474	
2		1,39	93	0,156	0,411	0,00058	0,306	0,470	
3		1,51	89	0,156	0,411	0,00058	0,374	0,516	
4		1,40	77	0,156	0,411	0,00058	0,350	0,466	
5		1,47	81	0,156	0,411	0,00058	0,466	0,495	
1	4	1,40	83	0,156	0,411	0,00058	0,241	0,470	
2		1,41	96	0,156	0,411	0,00058	0,300	0,479	
3		1,47	77	0,156	0,411	0,00058	0,361	0,491	
4		1,41	81	0,156	0,411	0,00058	0,348	0,472	
5		1,41	82	0,156	0,411	0,00058	0,450	0,470	
1	5	1,38	76	0,156	0,411	0,00058	0,235	0,454	
2		1,40	92	0,156	0,411	0,00058	0,300	0,474	
3		1,49	73	0,156	0,411	0,00058	0,367	0,500	
4		1,42	71	0,156	0,411	0,00058	0,358	0,470	
5		1,48	83	0,156	0,411	0,00058	0,458	0,502	

$$Cc = 0,37(e_o + 0,003LL + 0,0004Wn - 0,34) - Azzouz et al. (1976) - 678 puntos$$

$$Cc = A(e_o + B*LL + C*Wn - D)$$

CORRELACIÓN DE AZZOUZ ET AL. PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO										
Profundidad	Sondeo Nº	Relación de Vacíos (in situ)	Límite Líquido (%)	Contenido de Humedad Natural (%)	Variable A	Variable B	Variable C	Variable D	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	1,34	76	45,70	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,255	0,460
2		1,34	74	48,10	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,190	0,457
3		1,37	75	46,10	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,140	0,469
4		1,31	71	43,70	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,328	0,443
5	2	1,32	70	36,38	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,180	0,447
1		1,25	87	43,30	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,238	0,441
2		1,34	76	44,00	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,209	0,461
3		1,21	74	43,88	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,281	0,412
4	3	1,50	72	49,10	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,219	0,515
5		1,45	72	46,50	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,394	0,498
1		1,43	74	43,00	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,283	0,491
2		1,39	93	41,69	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,306	0,499
3	4	1,51	89	45,95	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,374	0,538
4		1,40	77	45,93	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,350	0,486
5		1,47	81	46,28	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,466	0,514
1		1,40	83	42,18	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,241	0,492
2	5	1,41	96	41,44	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,300	0,508
3		1,47	77	44,44	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,361	0,509
4		1,41	81	45,47	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,348	0,494
5		1,41	82	46,10	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,450	0,493
1	5	1,38	76	42,63	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,235	0,474
2		1,40	92	41,54	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,300	0,501
3		1,49	73	44,37	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,367	0,514
4		1,42	71	45,15	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,358	0,486
5		1,48	83	46,36	0,37	0,003	0,0004	0,34	0,458	0,522

$C_c = 0,00234 * LL * G_s$ - Nagaraj y Srinivasa Murthy (1985, 1986) - Para Todas las Arcillas Inorgánicas

$$C_c = A * LL * G_s$$

CORRELACIÓN DE NAGARAJ AND SRINIVASA MURTHY PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo Nº	Límite Líquido (%)	Gravedad Específica de Sólidos	Variable A	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	76	2,712	0,00234	0,255	0,482
2		74	2,723	0,00234	0,190	0,472
3		75	2,711	0,00234	0,140	0,476
4		71	2,745	0,00234	0,328	0,456
5		70	2,731	0,00234	0,180	0,447
1	2	87	2,683	0,00234	0,238	0,546
2		76	2,791	0,00234	0,209	0,496
3		74	2,524	0,00234	0,281	0,437
4		72	2,752	0,00234	0,219	0,464
5		72	2,704	0,00234	0,394	0,456
1	3	74	2,797	0,00234	0,283	0,484
2		93	2,793	0,00234	0,306	0,608
3		89	2,742	0,00234	0,374	0,571
4		77	2,665	0,00234	0,350	0,480
5		81	2,736	0,00234	0,466	0,519
1	4	83	2,786	0,00234	0,241	0,541
2		96	2,788	0,00234	0,300	0,626
3		77	2,749	0,00234	0,361	0,495
4		81	2,706	0,00234	0,348	0,513
5		82	2,743	0,00234	0,450	0,526
1	5	76	2,774	0,00234	0,235	0,493
2		92	2,785	0,00234	0,300	0,600
3		73	2,751	0,00234	0,367	0,470
4		71	2,725	0,00234	0,358	0,453
5		83	2,761	0,00234	0,458	0,536

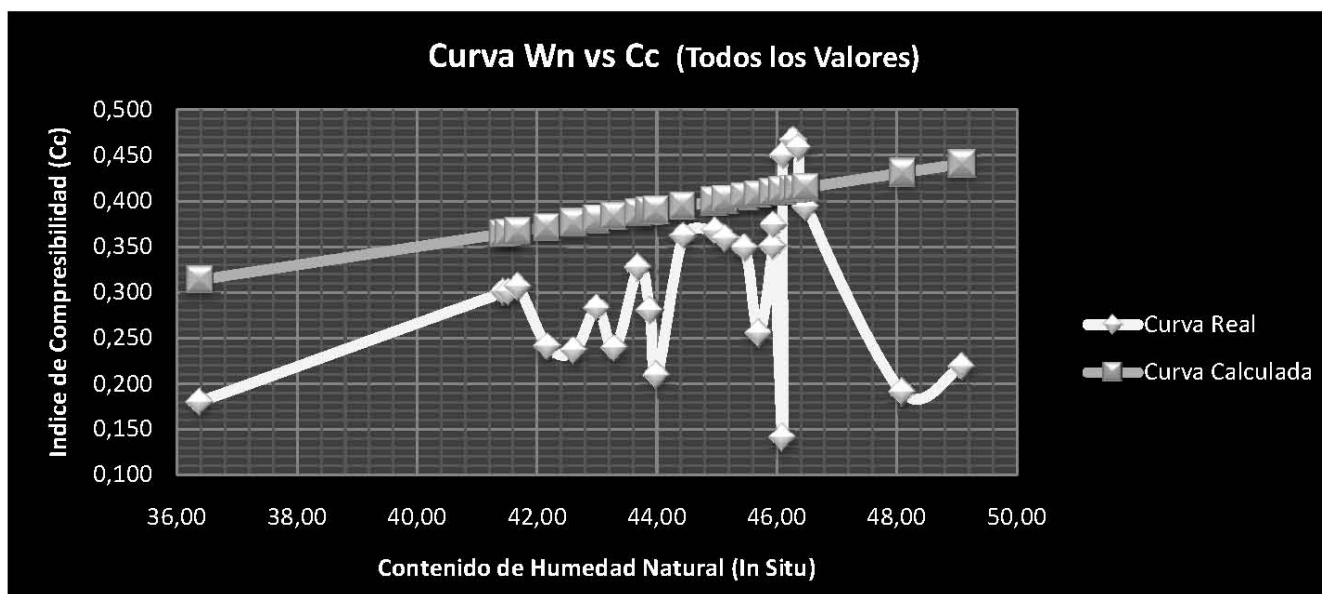
$$C_c = 0,01(W_n - 5) \quad - \quad \text{Azzouz et al. (1976)} \quad - \quad \text{Para Todas las Arcillas}$$

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

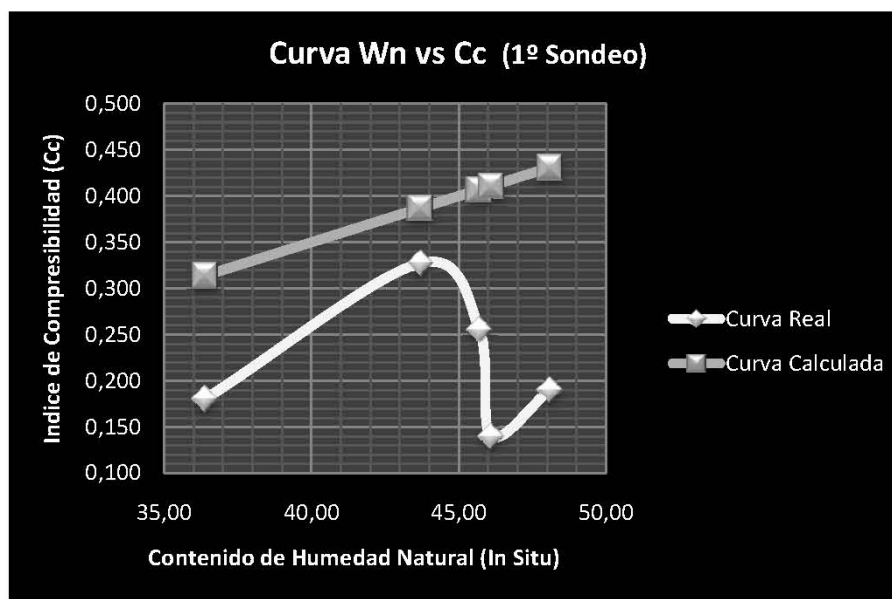
CORRELACIÓN DE AZZOUZ ET AL. PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO

Profundidad	Sondeo Nº	Contenido de Humedad Natural (in situ)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	45,70	0,01	5	0,255	0,407
2		48,10	0,01	5	0,190	0,431
3		46,10	0,01	5	0,140	0,411
4		43,70	0,01	5	0,328	0,387
5		36,38	0,01	5	0,180	0,314
1	2	43,30	0,01	5	0,238	0,383
2		44,00	0,01	5	0,209	0,390
3		43,88	0,01	5	0,281	0,389
4		49,10	0,01	5	0,219	0,441
5		46,50	0,01	5	0,394	0,415
1	3	43,00	0,01	5	0,283	0,380
2		41,69	0,01	5	0,306	0,367
3		45,95	0,01	5	0,374	0,409
4		45,93	0,01	5	0,350	0,409
5		46,28	0,01	5	0,466	0,413
1	4	42,18	0,01	5	0,241	0,372
2		41,44	0,01	5	0,300	0,364
3		44,44	0,01	5	0,361	0,394
4		45,47	0,01	5	0,348	0,405
5		46,10	0,01	5	0,450	0,411
1	5	42,63	0,01	5	0,235	0,376
2		41,54	0,01	5	0,300	0,365
3		44,97	0,01	5	0,367	0,400
4		45,15	0,01	5	0,358	0,401
5		46,36	0,01	5	0,458	0,414

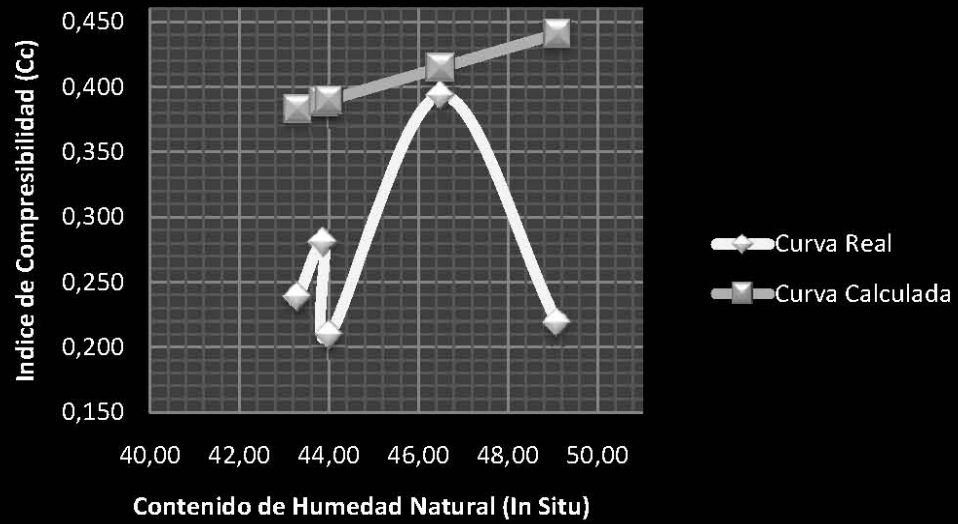
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo Nº	Profundidad	Wn (in situ)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	36,38	0,180	0,314
4	2	41,44	0,300	0,364
5	2	41,54	0,300	0,365
3	2	41,69	0,306	0,367
4	1	42,18	0,241	0,372
5	1	42,63	0,235	0,376
3	1	43,00	0,283	0,380
2	1	43,30	0,238	0,383
1	4	43,70	0,328	0,387
2	3	43,88	0,281	0,389
2	2	44,00	0,209	0,390
4	3	44,44	0,361	0,394
5	3	44,97	0,367	0,400
5	4	45,15	0,358	0,401
4	4	45,47	0,348	0,405
1	1	45,70	0,255	0,407
3	4	45,93	0,350	0,409
3	3	45,95	0,374	0,409
1	3	46,10	0,140	0,411
4	5	46,10	0,450	0,411
3	5	46,28	0,466	0,413
5	5	46,36	0,458	0,414
2	5	46,50	0,394	0,415
1	2	48,10	0,190	0,431
2	4	49,10	0,219	0,441



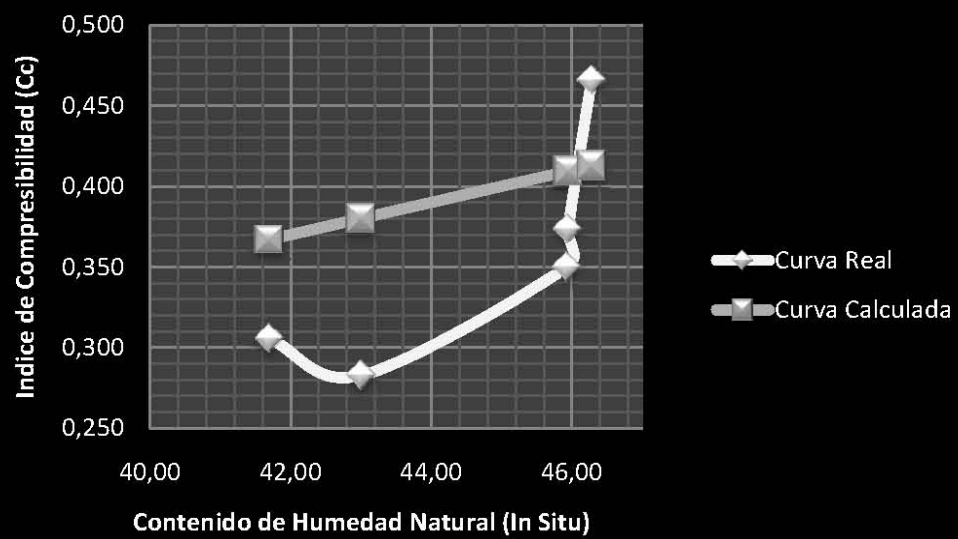
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo Nº	Profundidad	Wn (in situ)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	36,38	0,180	0,314
1	4	43,70	0,328	0,387
1	1	45,70	0,255	0,407
1	3	46,10	0,140	0,411
1	2	48,10	0,190	0,431
2	1	43,30	0,238	0,383
2	3	43,88	0,281	0,389
2	2	44,00	0,209	0,390
2	5	46,50	0,394	0,415
2	4	49,10	0,219	0,441
3	2	41,69	0,306	0,367
3	1	43,00	0,283	0,380
3	4	45,93	0,350	0,409
3	3	45,95	0,374	0,409
3	5	46,28	0,466	0,413
4	2	41,44	0,300	0,364
4	1	42,18	0,241	0,372
4	3	44,44	0,361	0,394
4	4	45,47	0,348	0,405
4	5	46,10	0,450	0,411
5	2	41,54	0,300	0,365
5	1	42,63	0,235	0,376
5	3	44,97	0,367	0,400
5	4	45,15	0,358	0,401
5	5	46,36	0,458	0,414

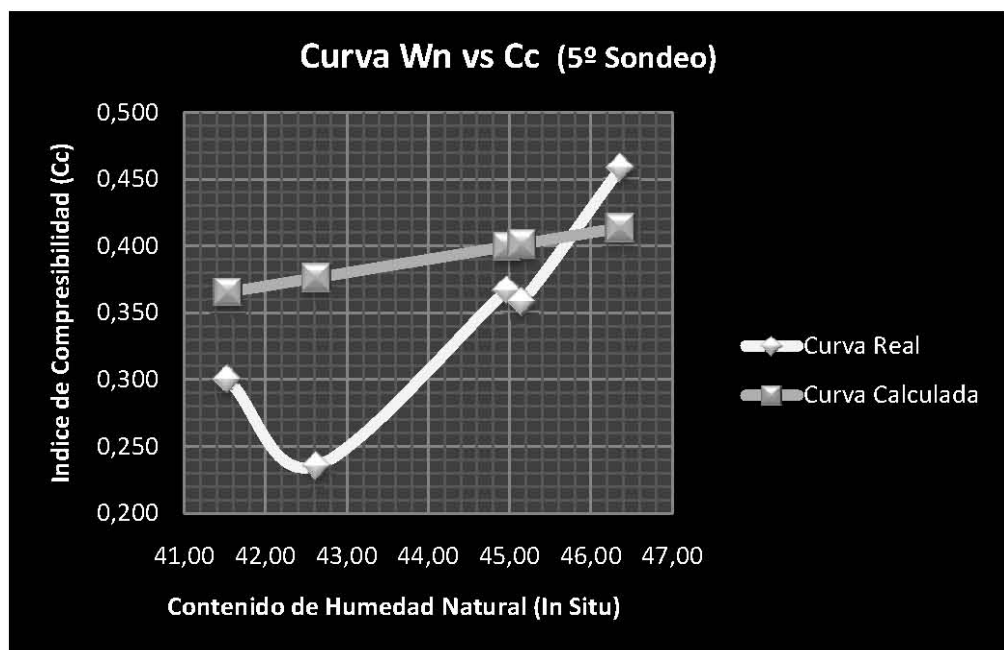
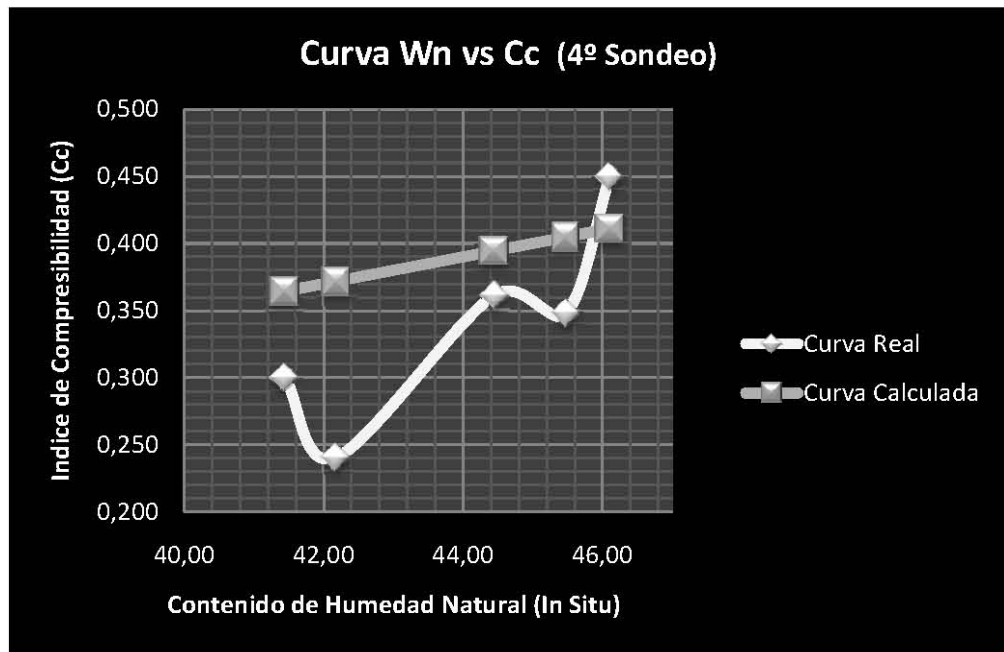


Curva Wn vs Cc (2º Sondeo)

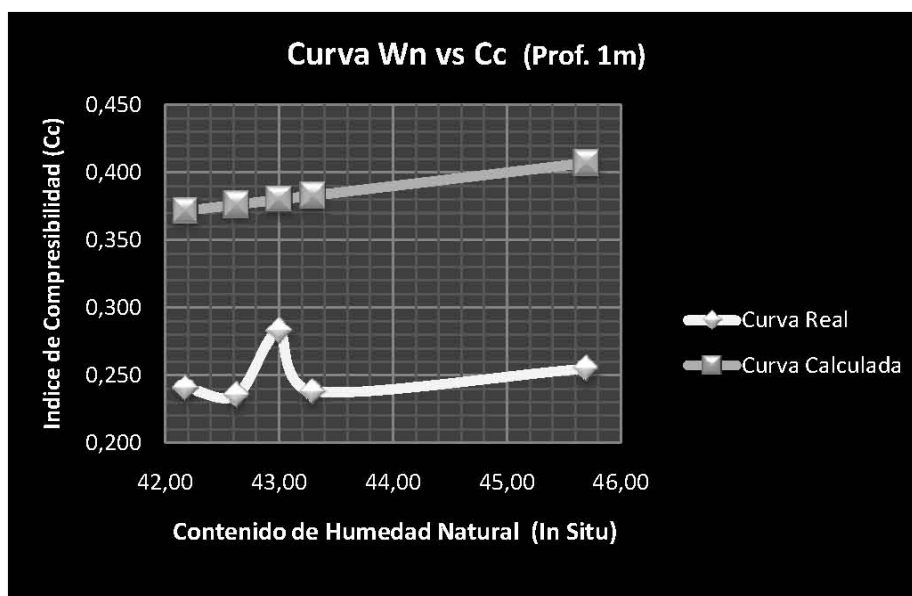


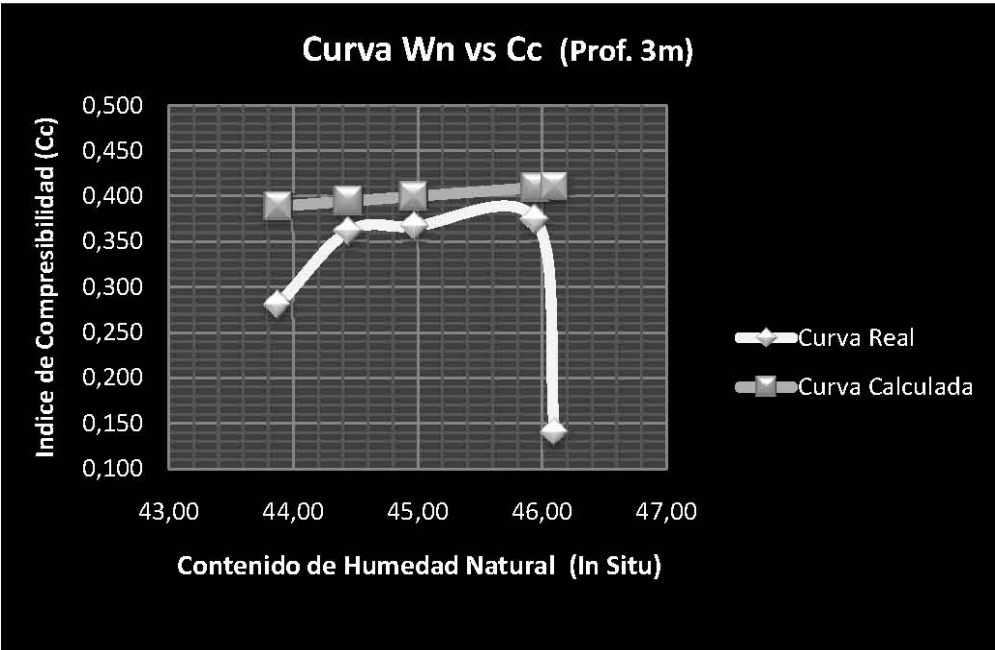
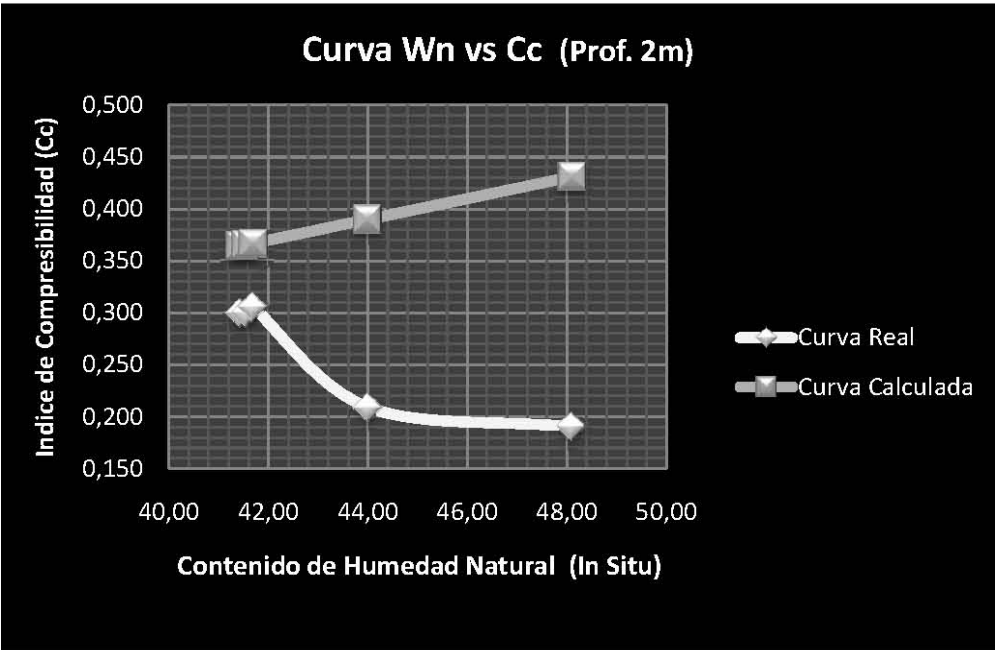
Curva Wn vs Cc (3º Sondeo)

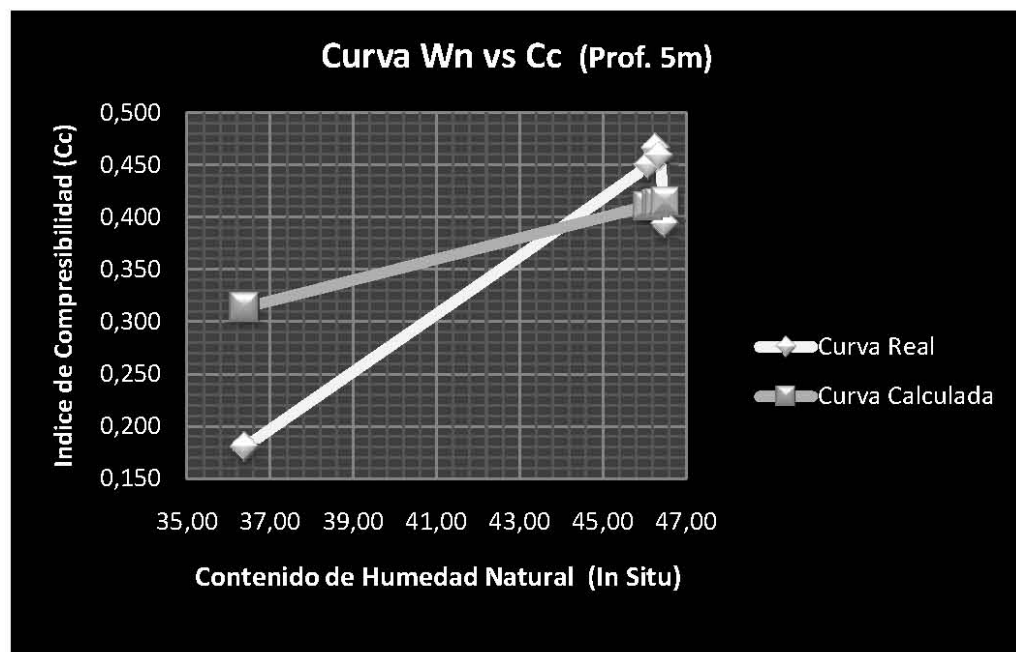
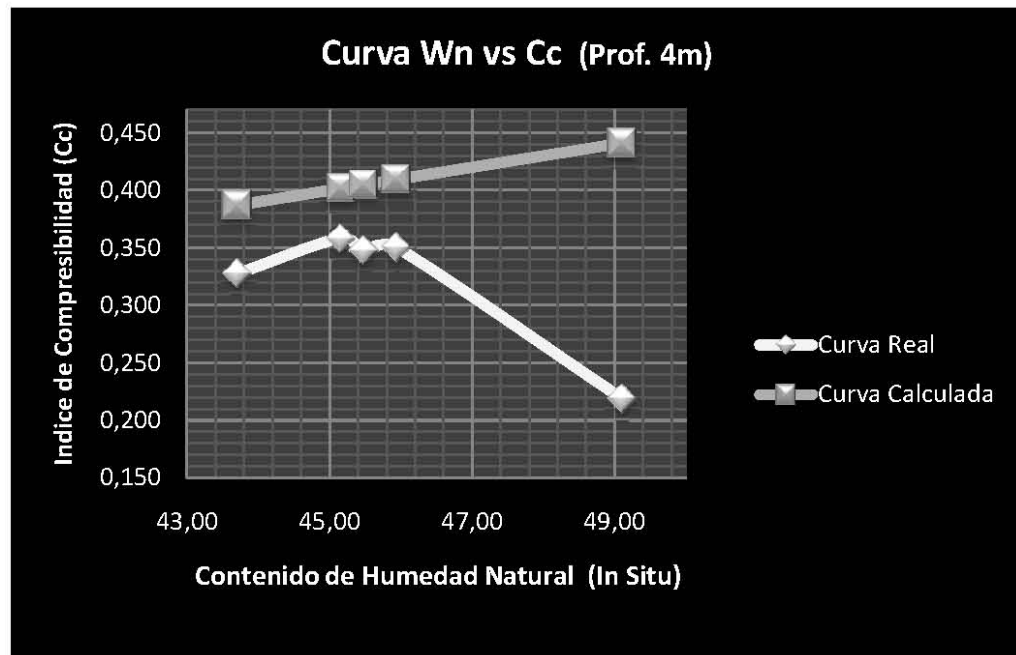




INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	Wn (in situ)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	4	42,18	0,241	0,372
1	5	42,63	0,235	0,376
1	3	43,00	0,283	0,380
1	2	43,30	0,238	0,383
1	1	45,70	0,255	0,407
2	4	41,44	0,300	0,364
2	5	41,54	0,300	0,365
2	3	41,69	0,306	0,367
2	2	44,00	0,209	0,390
2	1	48,10	0,190	0,431
3	2	43,88	0,281	0,389
3	4	44,44	0,361	0,394
3	5	44,97	0,367	0,400
3	3	45,95	0,374	0,409
3	1	46,10	0,140	0,411
4	1	43,70	0,328	0,387
4	5	45,15	0,358	0,401
4	4	45,47	0,348	0,405
4	3	45,93	0,350	0,409
4	2	49,10	0,219	0,441
5	1	36,38	0,180	0,314
5	4	46,10	0,450	0,411
5	3	46,28	0,466	0,413
5	5	46,36	0,458	0,414
5	2	46,50	0,394	0,415





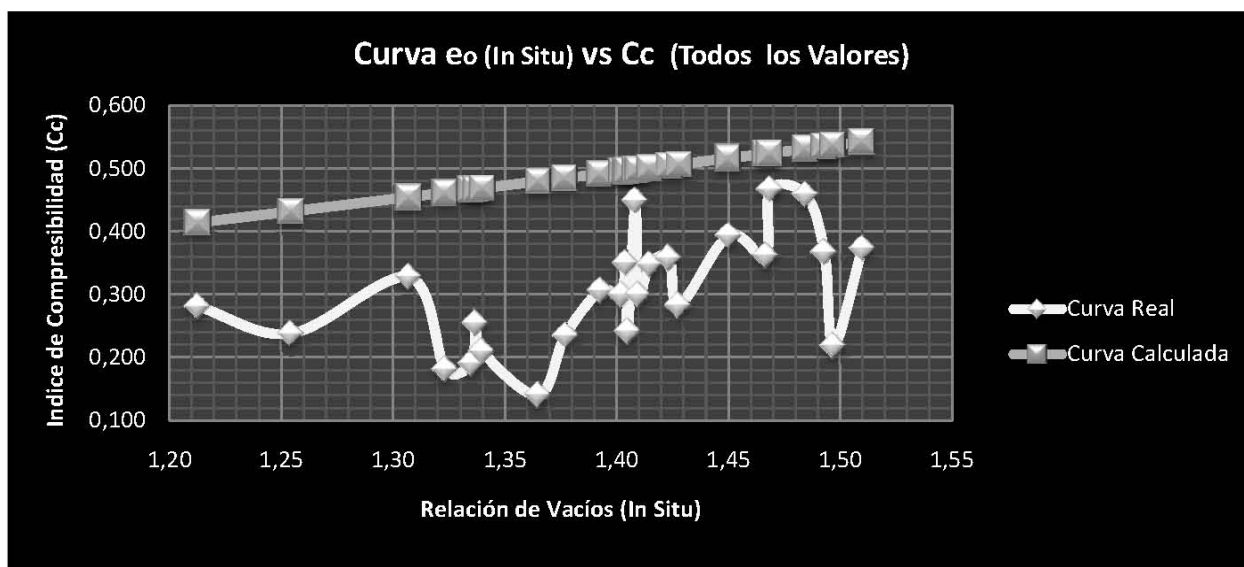


$$C_c = 0,43(e_0 - 0,25) \quad - \quad \text{Cozzolino (1961)} \quad - \quad \text{Para Arcillas de Brasil}$$

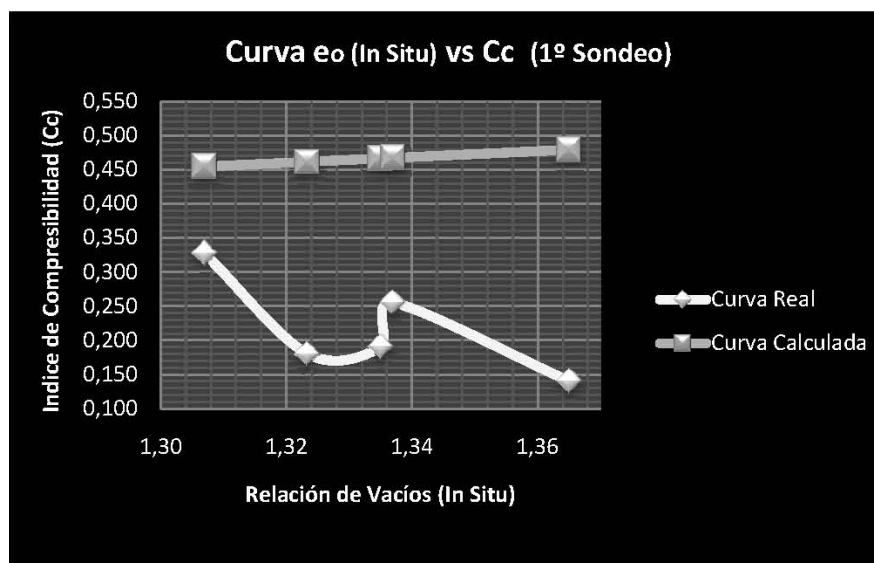
$$C_c = A(e_0 - B)$$

CORRELACIÓN DE COZZOLINO PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo Nº	Relación de Vacíos (in situ)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	1,34	0,43	0,25	0,255	0,467
2		1,34	0,43	0,25	0,190	0,467
3		1,37	0,43	0,25	0,140	0,479
4		1,31	0,43	0,25	0,328	0,455
5		1,32	0,43	0,25	0,180	0,462
1	2	1,25	0,43	0,25	0,238	0,432
2		1,34	0,43	0,25	0,209	0,469
3		1,21	0,43	0,25	0,281	0,414
4		1,50	0,43	0,25	0,219	0,536
5		1,45	0,43	0,25	0,394	0,516
1	3	1,43	0,43	0,25	0,283	0,507
2		1,39	0,43	0,25	0,306	0,491
3		1,51	0,43	0,25	0,374	0,542
4		1,40	0,43	0,25	0,350	0,496
5		1,47	0,43	0,25	0,466	0,524
1	4	1,40	0,43	0,25	0,241	0,497
2		1,41	0,43	0,25	0,300	0,499
3		1,47	0,43	0,25	0,361	0,523
4		1,41	0,43	0,25	0,348	0,501
5		1,41	0,43	0,25	0,450	0,498
1	5	1,38	0,43	0,25	0,235	0,485
2		1,40	0,43	0,25	0,300	0,495
3		1,49	0,43	0,25	0,367	0,534
4		1,42	0,43	0,25	0,358	0,505
5		1,48	0,43	0,25	0,458	0,531

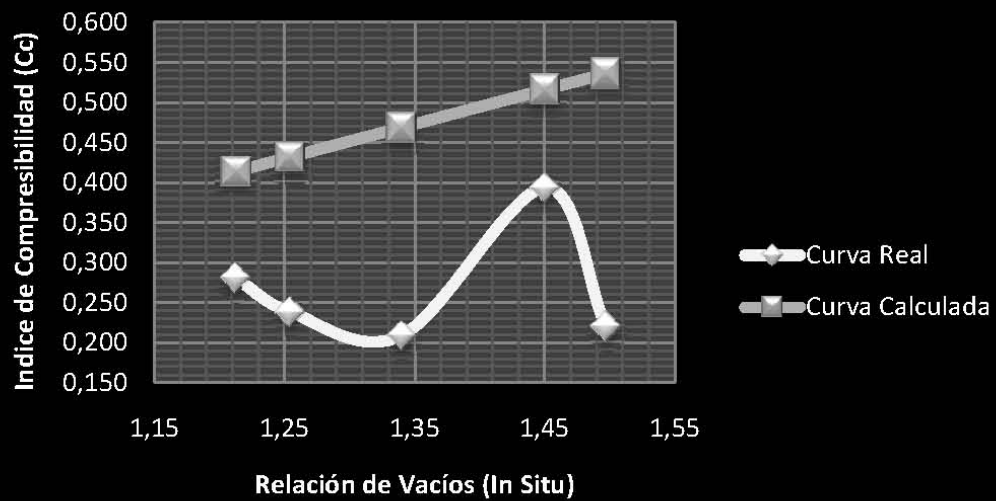
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo Nº	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
2	3	1,21	0,281	0,414
2	1	1,25	0,238	0,432
1	4	1,31	0,328	0,455
1	5	1,32	0,180	0,462
1	2	1,34	0,190	0,467
1	1	1,34	0,255	0,467
2	2	1,34	0,209	0,469
1	3	1,37	0,140	0,479
5	1	1,38	0,235	0,485
3	2	1,39	0,306	0,491
5	2	1,40	0,300	0,495
3	4	1,40	0,350	0,496
4	1	1,40	0,241	0,497
4	5	1,41	0,450	0,498
4	2	1,41	0,300	0,499
4	4	1,41	0,348	0,501
5	4	1,42	0,358	0,505
3	1	1,43	0,283	0,507
2	5	1,45	0,394	0,516
4	3	1,47	0,361	0,523
3	5	1,47	0,466	0,524
5	5	1,48	0,458	0,531
5	3	1,49	0,367	0,534
2	4	1,50	0,219	0,536
3	3	1,51	0,374	0,542



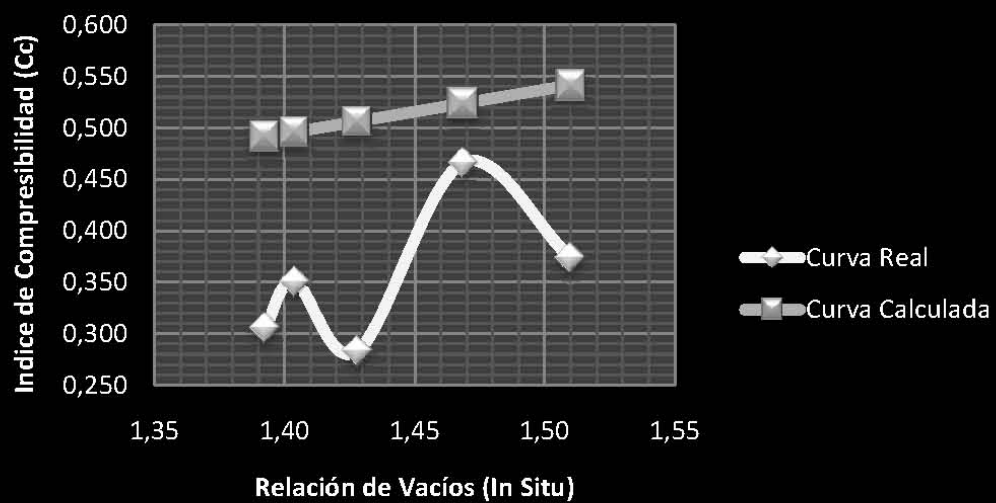
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo N°	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	4	1,31	0,328	0,455
1	5	1,32	0,180	0,462
1	2	1,34	0,190	0,467
1	1	1,34	0,255	0,467
1	3	1,37	0,140	0,479
2	3	1,21	0,281	0,414
2	1	1,25	0,238	0,432
2	2	1,34	0,209	0,469
2	5	1,45	0,394	0,516
2	4	1,50	0,219	0,536
3	2	1,39	0,306	0,491
3	4	1,40	0,350	0,496
3	1	1,43	0,283	0,507
3	5	1,47	0,466	0,524
3	3	1,51	0,374	0,542
4	1	1,40	0,241	0,497
4	5	1,41	0,450	0,498
4	2	1,41	0,300	0,499
4	4	1,41	0,348	0,501
4	3	1,47	0,361	0,523
5	1	1,38	0,235	0,485
5	2	1,40	0,300	0,495
5	4	1,42	0,358	0,505
5	5	1,48	0,458	0,531
5	3	1,49	0,367	0,534



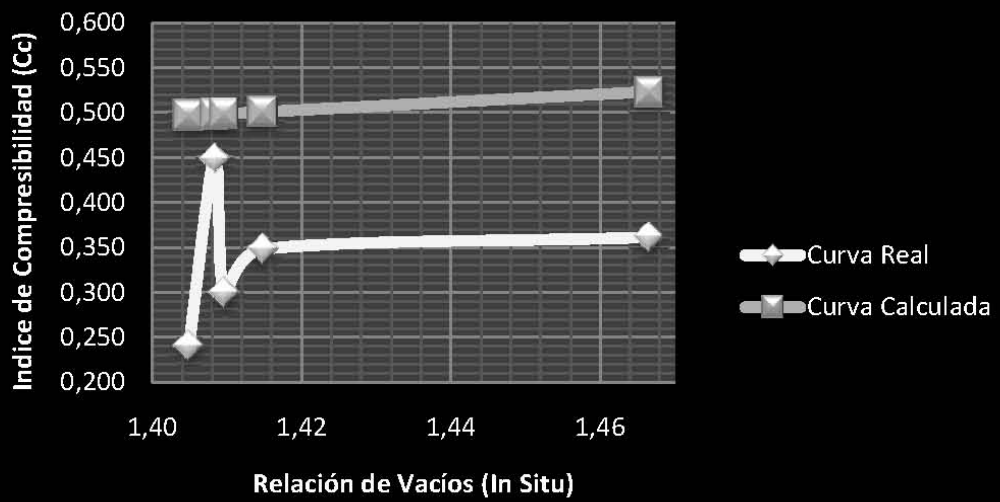
Curva e_o (In Situ) vs C_c (2º Sondeo)



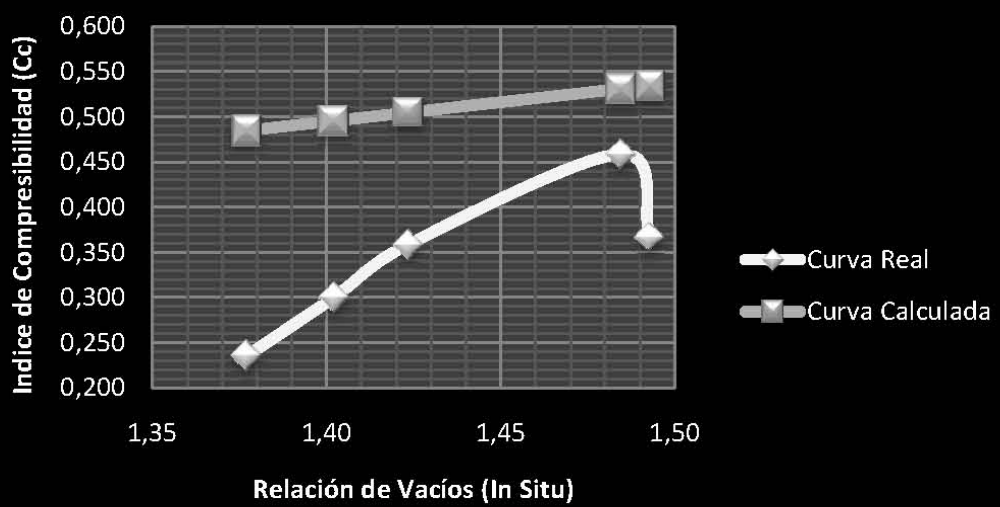
Curva e_o (In Situ) vs C_c (3º Sondeo)



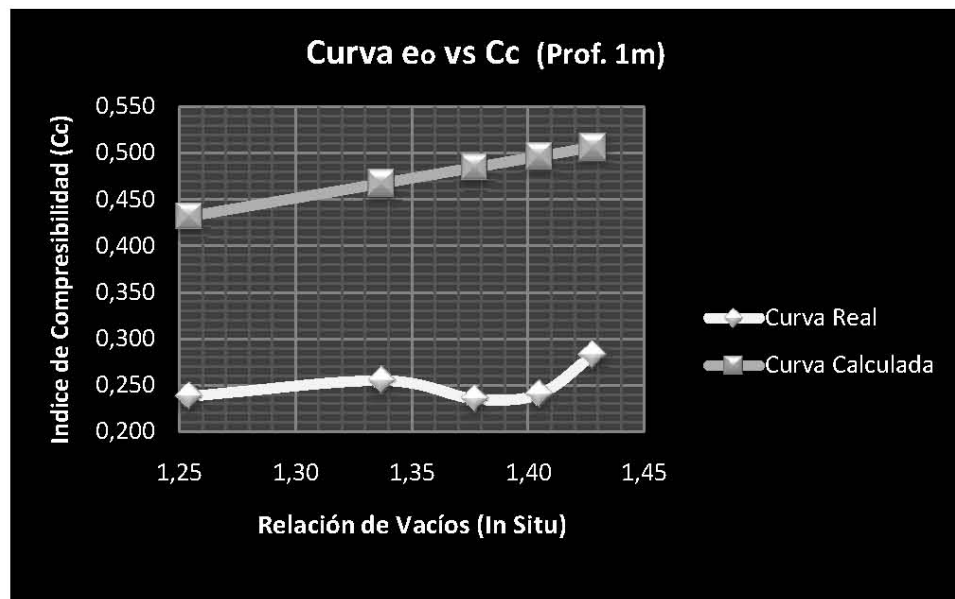
Curva e_o (In Situ) vs C_c (4º Sondeo)

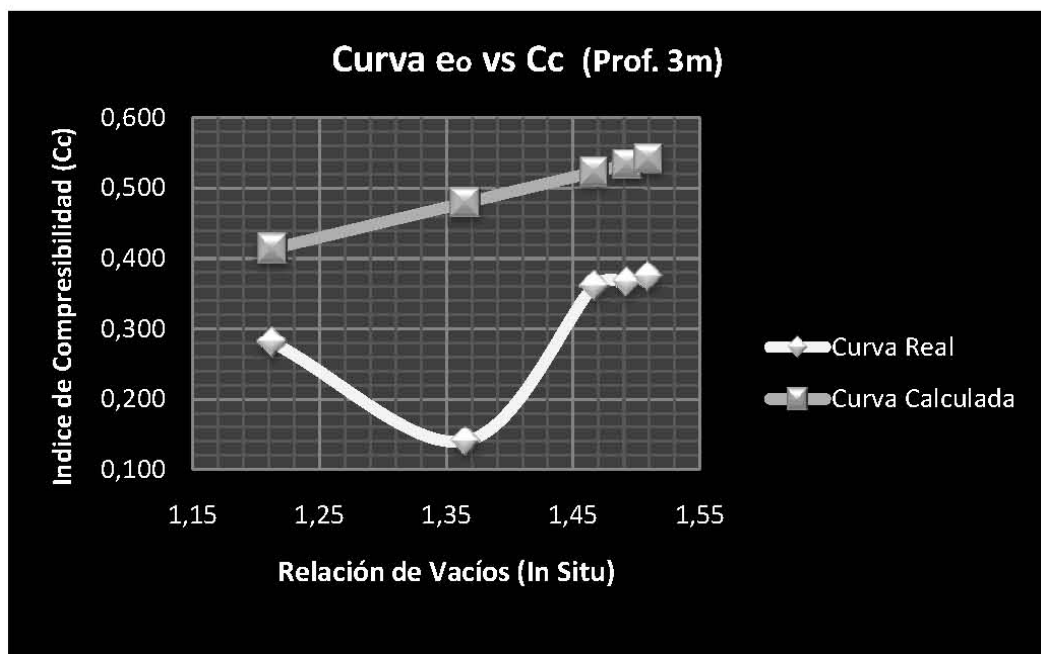
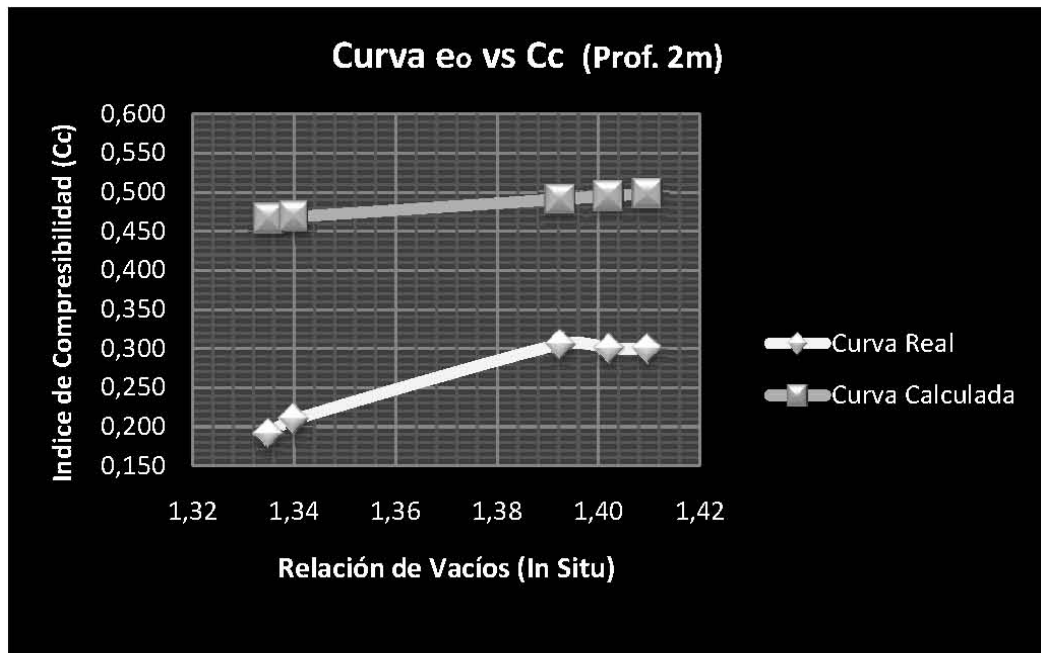


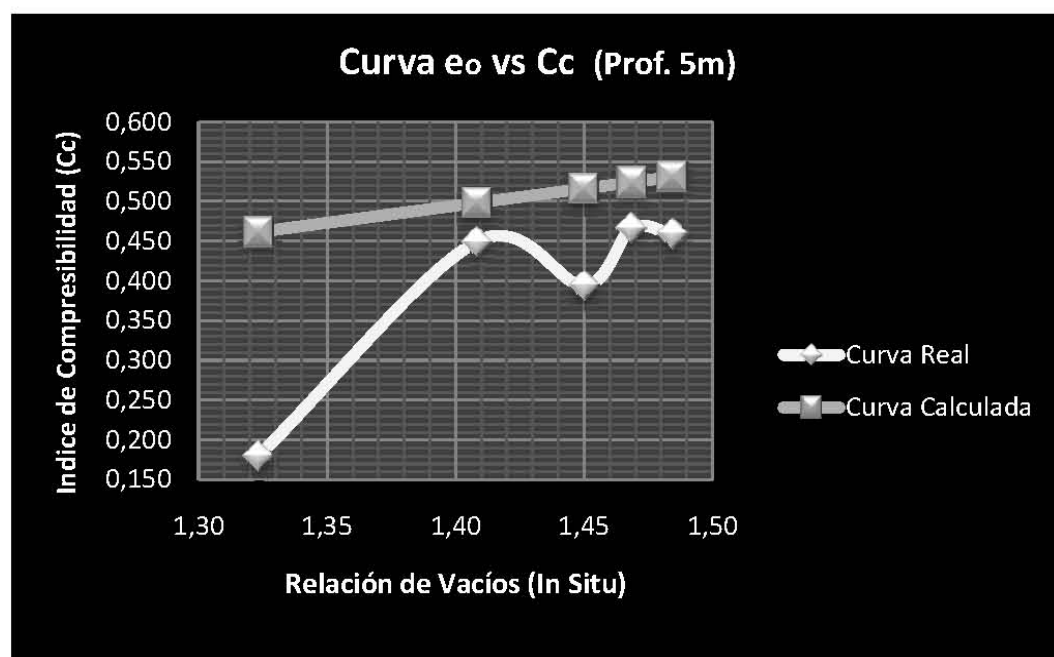
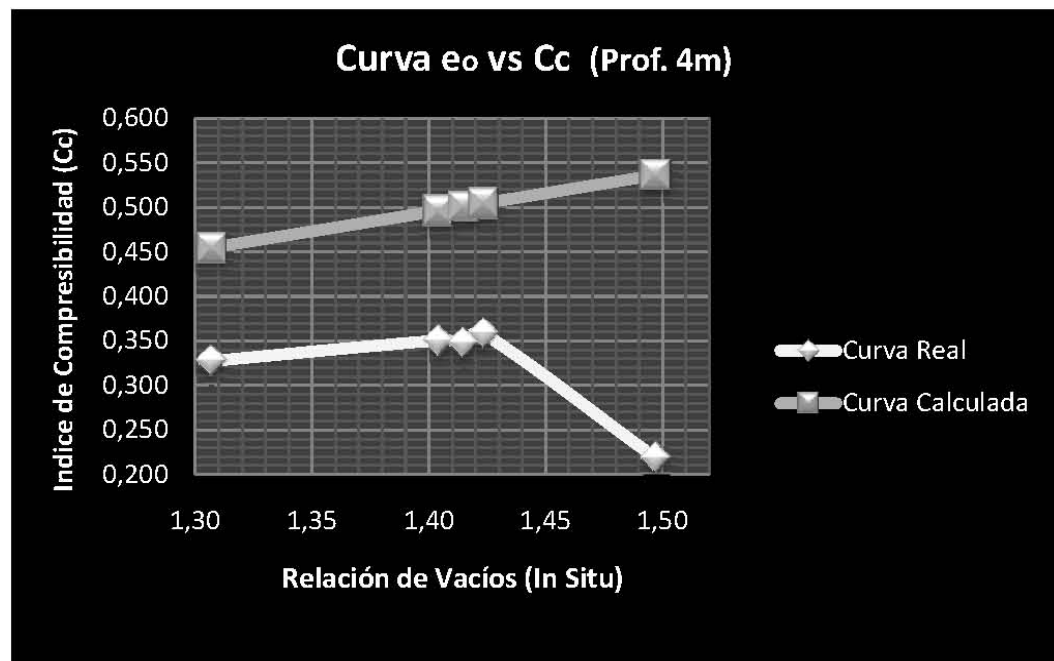
Curva e_o (In Situ) vs C_c (5º Sondeo)



INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo Nº	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	2	1,25	0,238	0,432
1	1	1,34	0,255	0,467
1	5	1,38	0,235	0,485
1	4	1,40	0,241	0,497
1	3	1,43	0,283	0,507
2	1	1,34	0,190	0,467
2	2	1,34	0,209	0,469
2	3	1,39	0,306	0,491
2	5	1,40	0,300	0,495
2	4	1,41	0,300	0,499
3	2	1,21	0,281	0,414
3	1	1,37	0,140	0,479
3	4	1,47	0,361	0,523
3	5	1,49	0,367	0,534
3	3	1,51	0,374	0,542
4	1	1,31	0,328	0,455
4	3	1,40	0,350	0,496
4	4	1,41	0,348	0,501
4	5	1,42	0,358	0,505
4	2	1,50	0,219	0,536
5	1	1,32	0,180	0,462
5	4	1,41	0,450	0,498
5	2	1,45	0,394	0,516
5	3	1,47	0,466	0,524
5	5	1,48	0,458	0,531





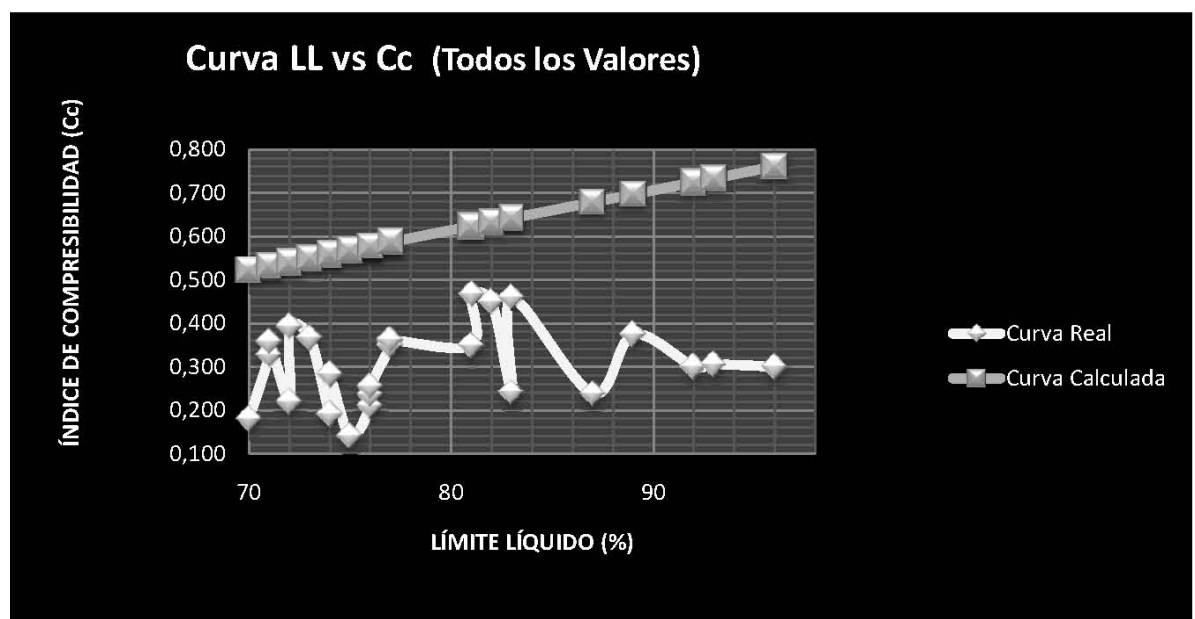


$$Cc = (LL - 13) / 109 \quad - \quad \text{Mayne (1980)} \quad - \quad \text{Para Todas las Arcillas}$$

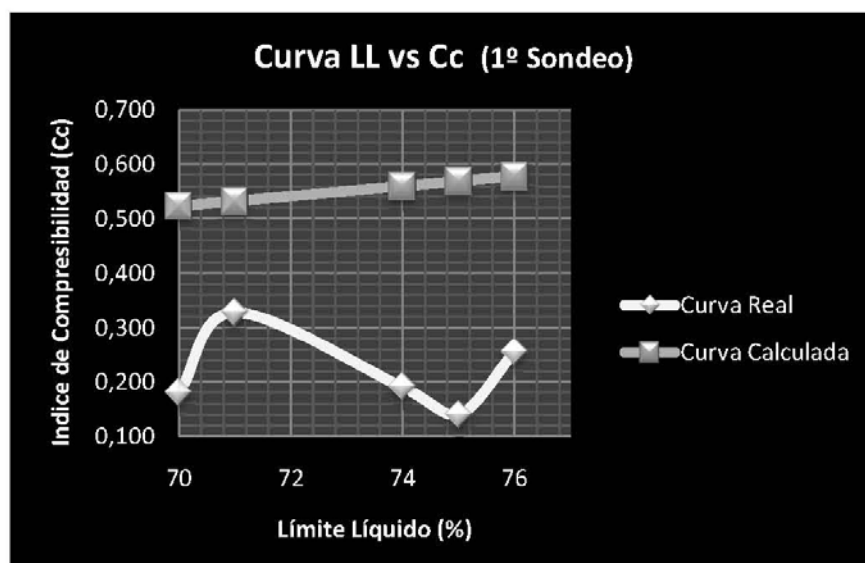
$$Cc = (LL - A) / B$$

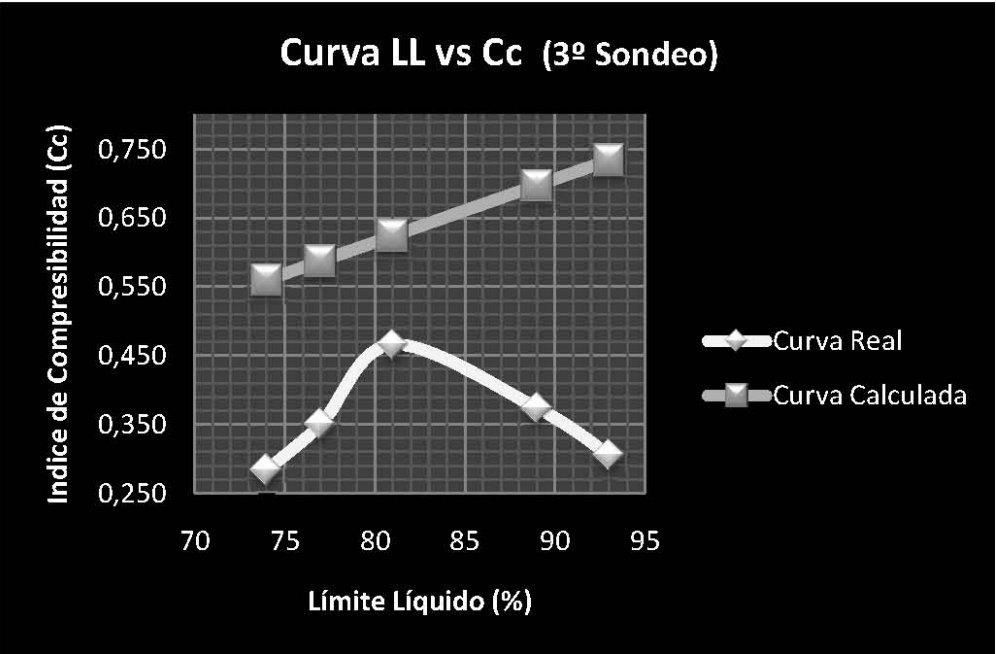
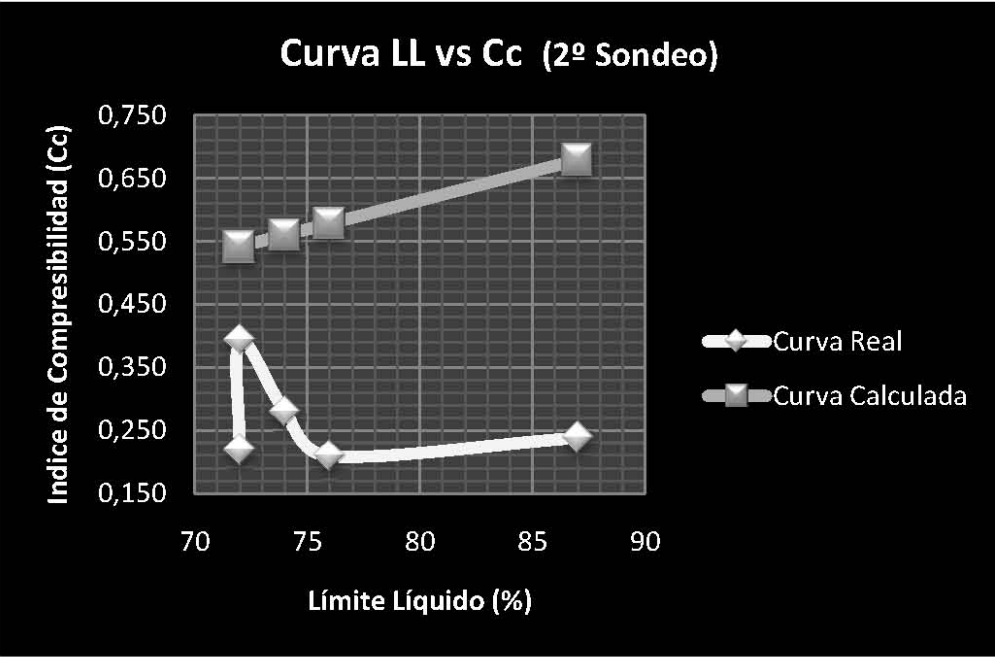
CORRELACIÓN DE MAYNE PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo Nº	Límite Líquido (%)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	76	13	109	0,255	0,578
2		74	13	109	0,190	0,560
3		75	13	109	0,140	0,569
4		71	13	109	0,328	0,532
5		70	13	109	0,180	0,523
1	2	87	13	109	0,238	0,679
2		76	13	109	0,209	0,578
3		74	13	109	0,281	0,560
4		72	13	109	0,219	0,541
5		72	13	109	0,394	0,541
1	3	74	13	109	0,283	0,560
2		93	13	109	0,306	0,734
3		89	13	109	0,374	0,697
4		77	13	109	0,350	0,587
5		81	13	109	0,466	0,624
1	4	83	13	109	0,241	0,642
2		96	13	109	0,300	0,761
3		77	13	109	0,361	0,587
4		81	13	109	0,348	0,624
5		82	13	109	0,450	0,633
1	5	76	13	109	0,235	0,578
2		92	13	109	0,300	0,725
3		73	13	109	0,367	0,550
4		71	13	109	0,358	0,532
5		83	13	109	0,458	0,642

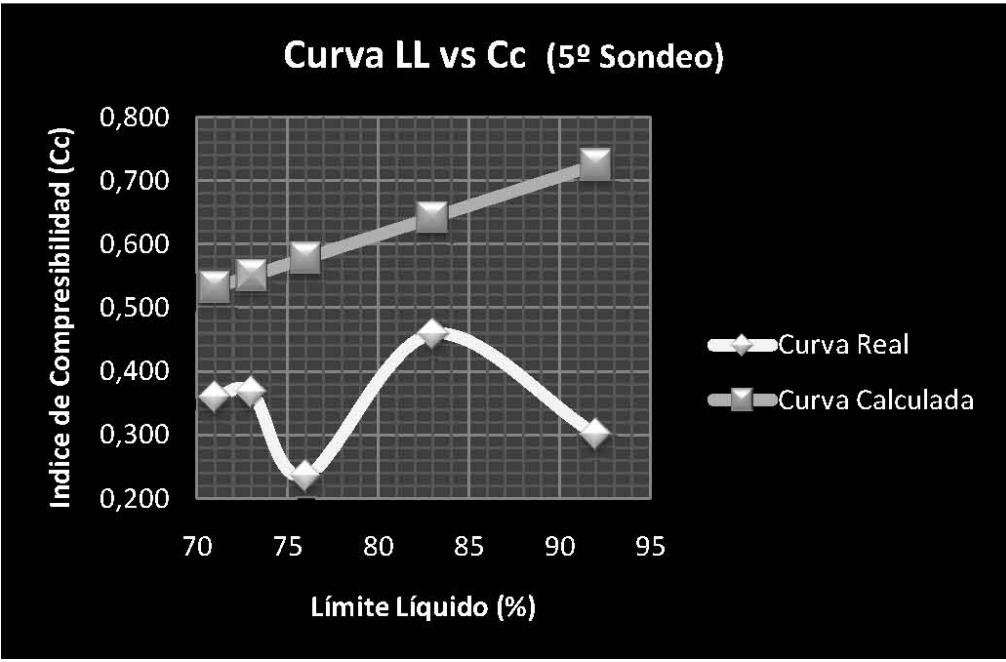
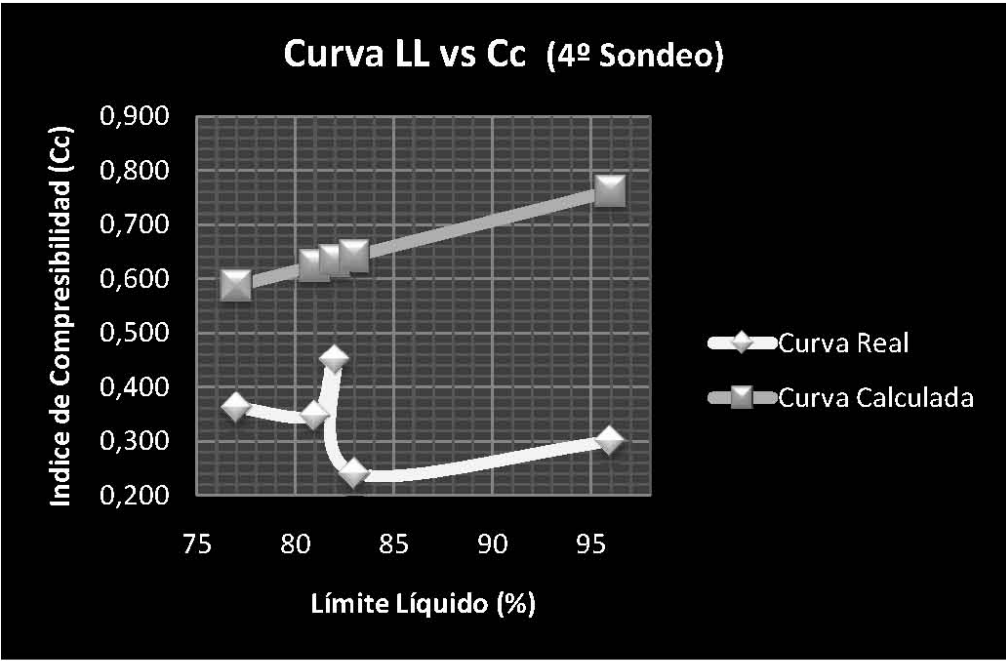
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo Nº	Profundidad	Límite Líquido (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	70	0,180	0,523
1	4	71	0,328	0,532
5	4	71	0,358	0,532
2	4	72	0,219	0,541
2	5	72	0,394	0,541
5	3	73	0,367	0,550
1	2	74	0,190	0,560
2	3	74	0,281	0,560
3	1	74	0,283	0,560
1	3	75	0,140	0,569
2	2	76	0,209	0,578
5	1	76	0,235	0,578
1	1	76	0,255	0,578
3	4	77	0,350	0,587
4	3	77	0,361	0,587
4	4	81	0,348	0,624
3	5	81	0,466	0,624
4	5	82	0,450	0,633
4	1	83	0,241	0,642
5	5	83	0,458	0,642
2	1	87	0,238	0,679
3	3	89	0,374	0,697
5	2	92	0,300	0,725
3	2	93	0,306	0,734
4	2	96	0,300	0,761



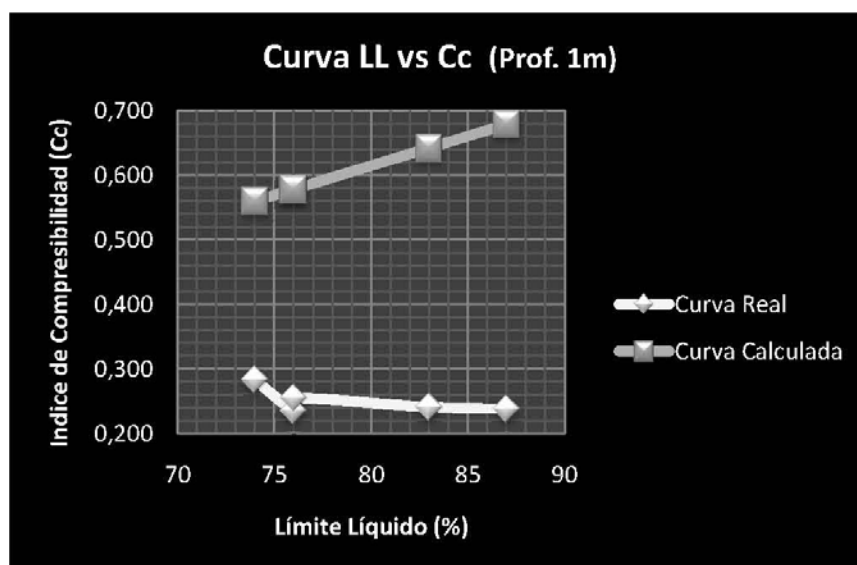
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo Nº	Profundidad	Límite Líquido (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	70	0,180	0,523
	4	71	0,328	0,532
	2	74	0,190	0,560
	3	75	0,140	0,569
	1	76	0,255	0,578
2	4	72	0,219	0,541
	5	72	0,394	0,541
	3	74	0,281	0,560
	2	76	0,209	0,578
	1	87	0,238	0,679
3	1	74	0,283	0,560
	4	77	0,350	0,587
	5	81	0,466	0,624
	3	89	0,374	0,697
	2	93	0,306	0,734
4	3	77	0,361	0,587
	4	81	0,348	0,624
	5	82	0,450	0,633
	1	83	0,241	0,642
	2	96	0,300	0,761
5	4	71	0,358	0,532
	3	73	0,367	0,550
	1	76	0,235	0,578
	5	83	0,458	0,642
	2	92	0,300	0,725

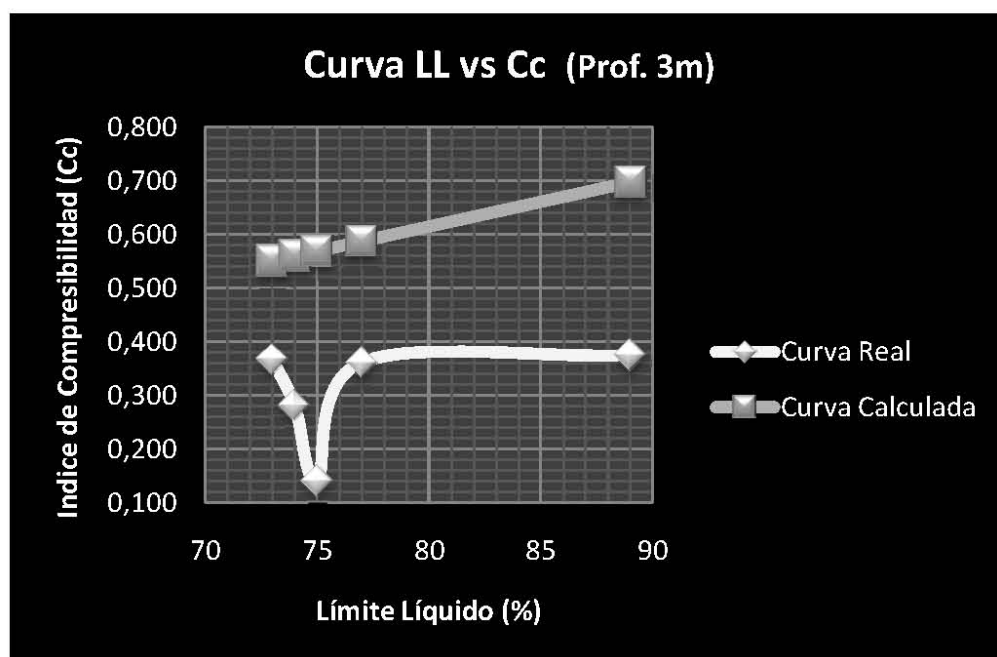
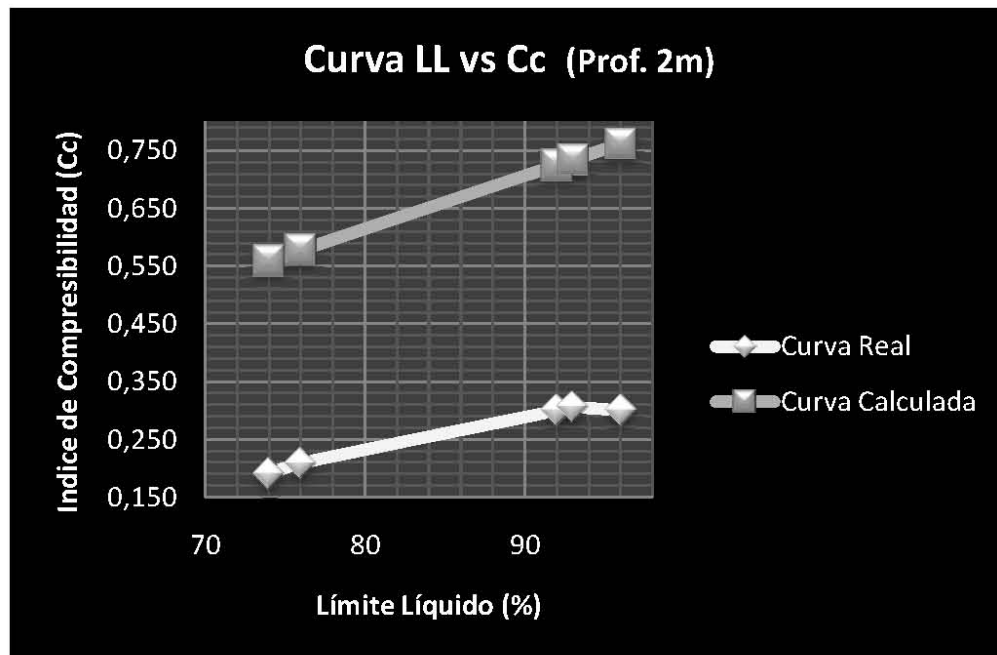


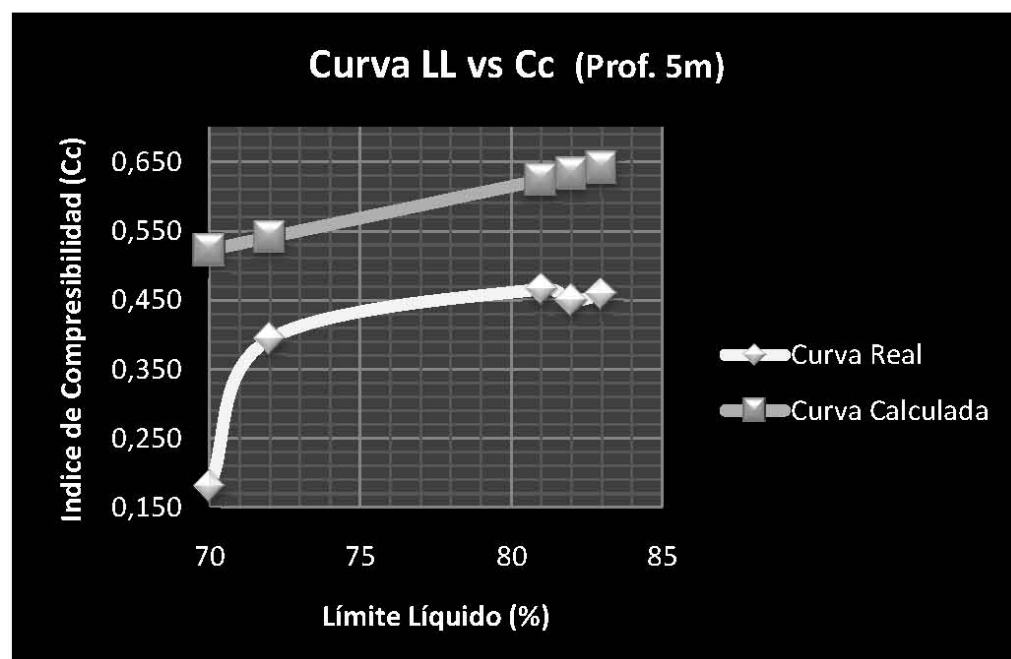
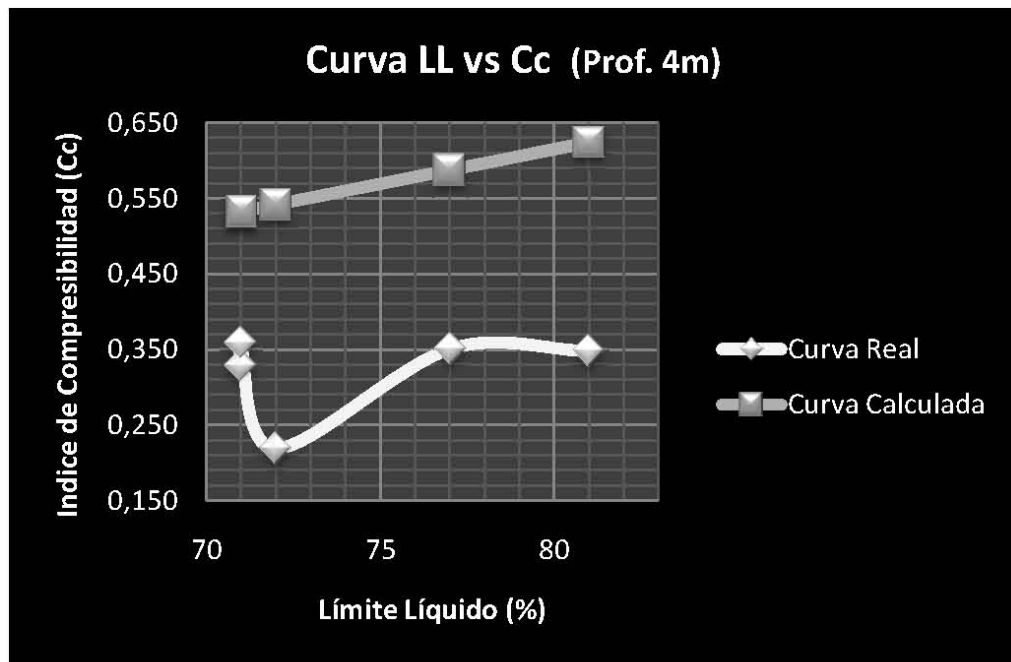




INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	Límite Líquido (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	3	74	0,283	0,560
1	5	76	0,235	0,578
1	1	76	0,255	0,578
1	4	83	0,241	0,642
1	2	87	0,238	0,679
2	1	74	0,190	0,560
2	2	76	0,209	0,578
2	5	92	0,300	0,725
2	3	93	0,306	0,734
2	4	96	0,300	0,761
3	5	73	0,367	0,550
3	2	74	0,281	0,560
3	1	75	0,140	0,569
3	4	77	0,361	0,587
3	3	89	0,374	0,697
4	1	71	0,328	0,532
4	5	71	0,358	0,532
4	2	72	0,219	0,541
4	3	77	0,350	0,587
4	4	81	0,348	0,624
5	1	70	0,180	0,523
5	2	72	0,394	0,541
5	3	81	0,466	0,624
5	4	82	0,450	0,633
5	5	83	0,458	0,642







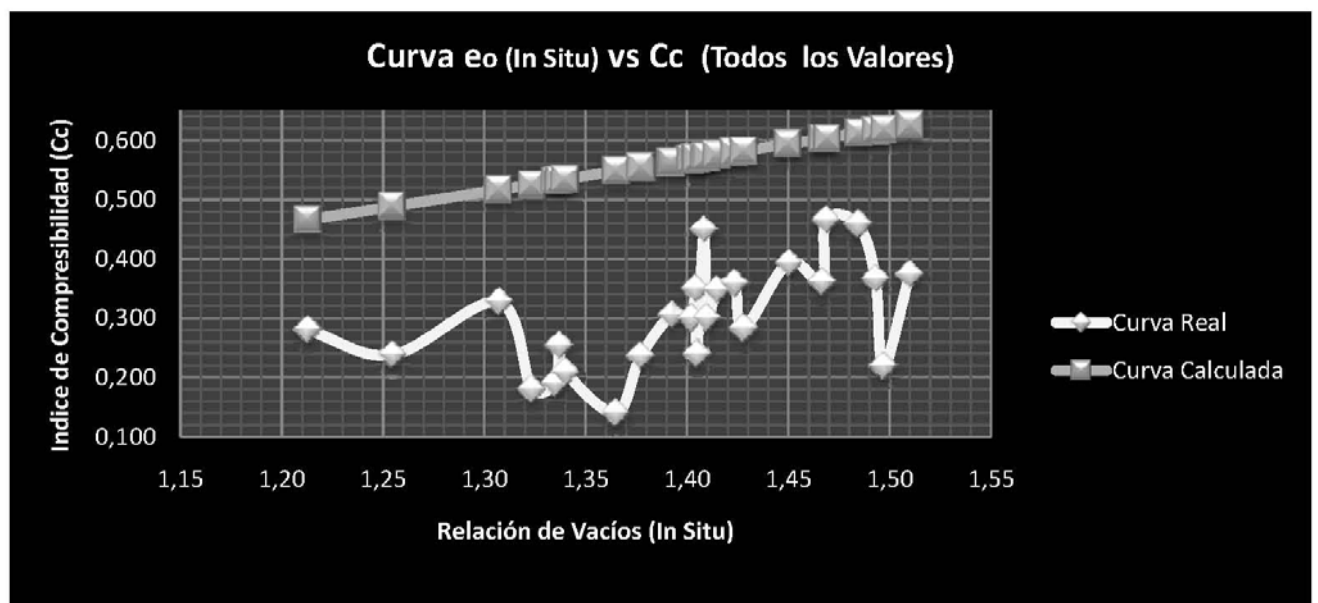
$$C_c = 0,54(e_0 - 0,35) \quad - \quad \text{Nishida (1956)} \quad - \quad \text{Para Todas las Arcillas}$$

$$C_c = A(e_0 - B)$$

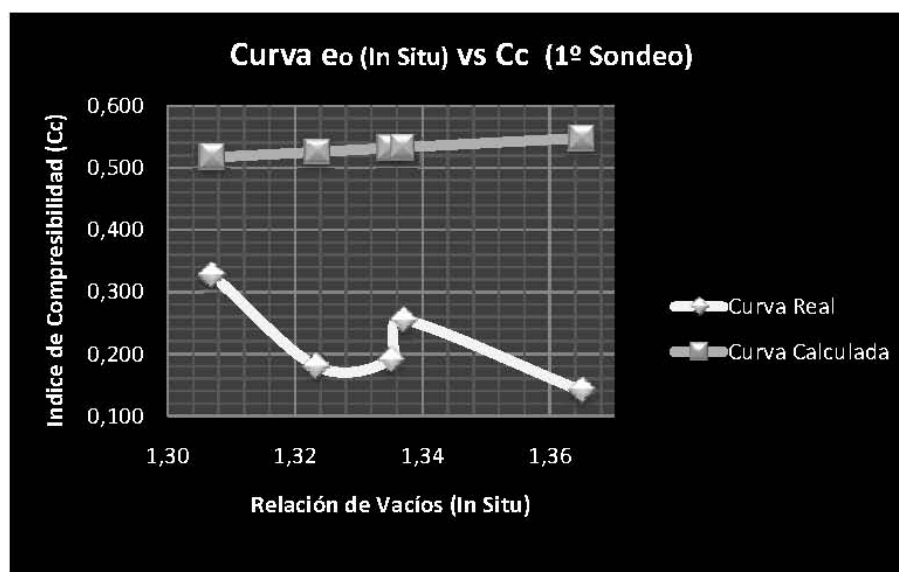
CORRELACIÓN DE NISHIDA PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO

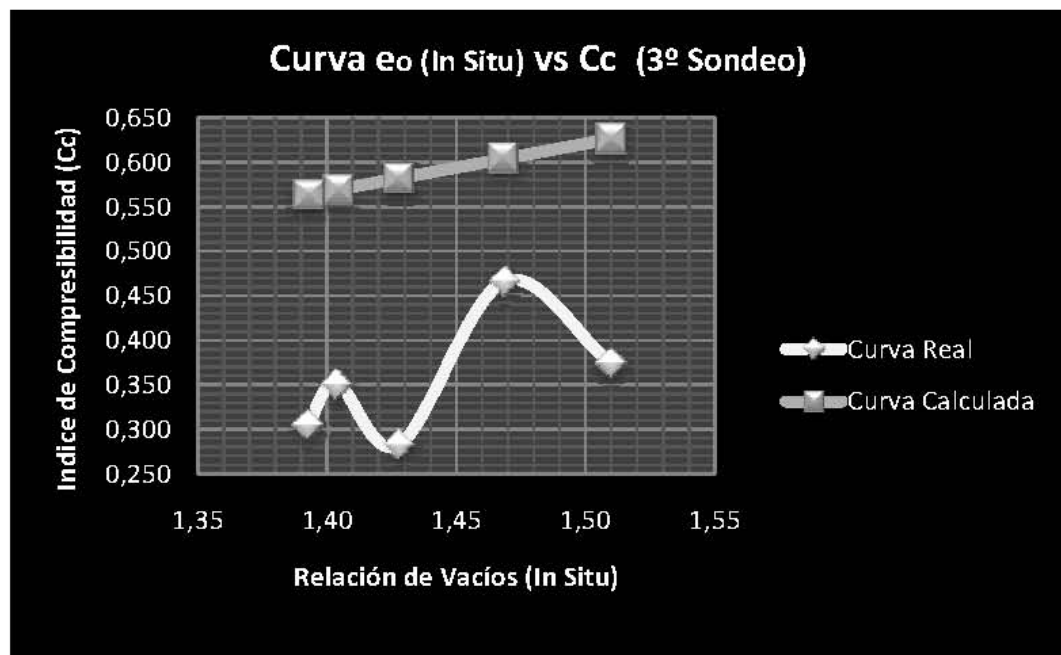
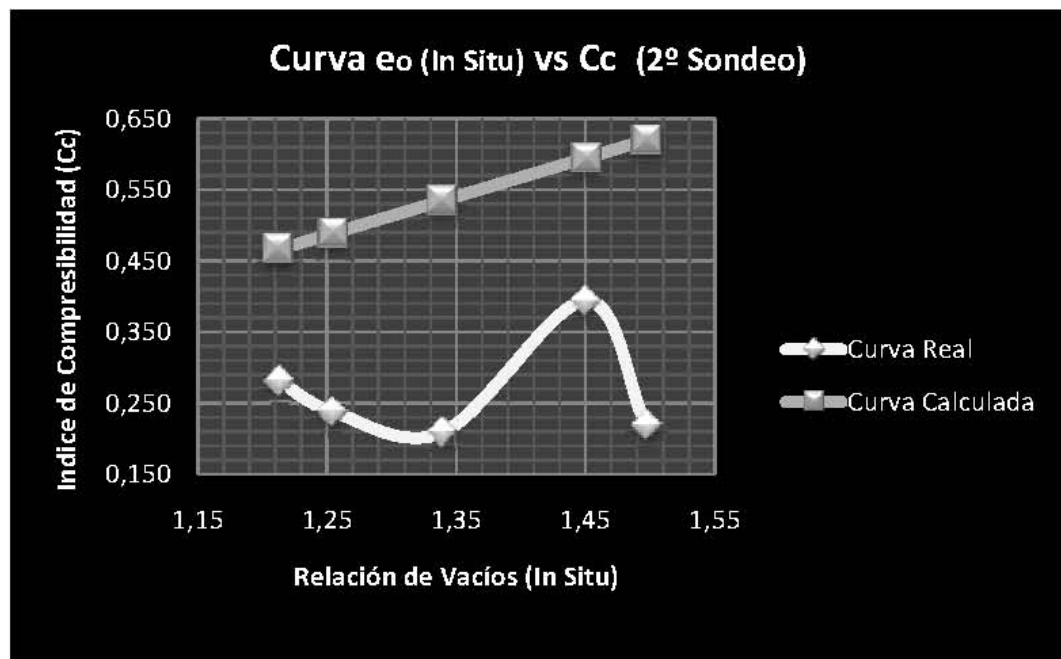
Profundidad	Sondeo Nº	Relación de Vacíos (in situ)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	1,34	0,54	0,35	0,255	0,533
2		1,34	0,54	0,35	0,190	0,532
3		1,37	0,54	0,35	0,140	0,548
4		1,31	0,54	0,35	0,328	0,517
5		1,32	0,54	0,35	0,180	0,526
1	2	1,25	0,54	0,35	0,238	0,488
2		1,34	0,54	0,35	0,209	0,535
3		1,21	0,54	0,35	0,281	0,466
4		1,50	0,54	0,35	0,219	0,619
5		1,45	0,54	0,35	0,394	0,594
1	3	1,43	0,54	0,35	0,283	0,582
2		1,39	0,54	0,35	0,306	0,563
3		1,51	0,54	0,35	0,374	0,626
4		1,40	0,54	0,35	0,350	0,569
5		1,47	0,54	0,35	0,466	0,604
1	4	1,40	0,54	0,35	0,241	0,570
2		1,41	0,54	0,35	0,300	0,572
3		1,47	0,54	0,35	0,361	0,603
4		1,41	0,54	0,35	0,348	0,575
5		1,41	0,54	0,35	0,450	0,572
1	5	1,38	0,54	0,35	0,235	0,555
2		1,40	0,54	0,35	0,300	0,568
3		1,49	0,54	0,35	0,367	0,617
4		1,42	0,54	0,35	0,358	0,580
5		1,48	0,54	0,35	0,458	0,613

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo N°	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
2	3	1,21	0,281	0,466
2	1	1,25	0,238	0,488
1	4	1,31	0,328	0,517
1	5	1,32	0,180	0,526
1	2	1,34	0,190	0,532
1	1	1,34	0,255	0,533
2	2	1,34	0,209	0,535
1	3	1,37	0,140	0,548
5	1	1,38	0,235	0,555
3	2	1,39	0,306	0,563
5	2	1,40	0,300	0,568
3	4	1,40	0,350	0,569
4	1	1,40	0,241	0,570
4	5	1,41	0,450	0,572
4	2	1,41	0,300	0,572
4	4	1,41	0,348	0,575
5	4	1,42	0,358	0,580
3	1	1,43	0,283	0,582
2	5	1,45	0,394	0,594
4	3	1,47	0,361	0,603
3	5	1,47	0,466	0,604
5	5	1,48	0,458	0,613
5	3	1,49	0,367	0,617
2	4	1,50	0,219	0,619
3	3	1,51	0,374	0,626

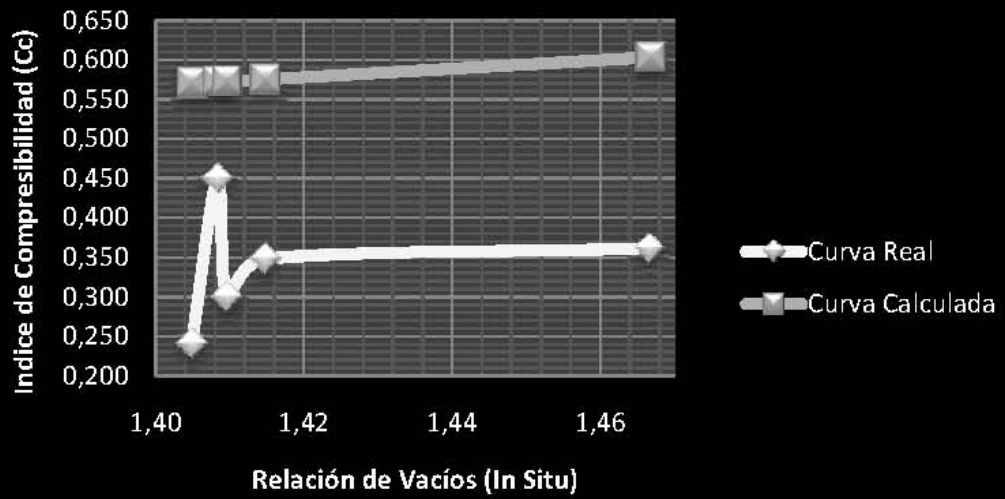


INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo N°	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	4	1,31	0,328	0,517
1	5	1,32	0,180	0,526
1	2	1,34	0,190	0,532
1	1	1,34	0,255	0,533
1	3	1,37	0,140	0,548
2	3	1,21	0,281	0,466
2	1	1,25	0,238	0,488
2	2	1,34	0,209	0,535
2	5	1,45	0,394	0,594
2	4	1,50	0,219	0,619
3	2	1,39	0,306	0,563
3	4	1,40	0,350	0,569
3	1	1,43	0,283	0,582
3	5	1,47	0,466	0,604
3	3	1,51	0,374	0,626
4	1	1,40	0,241	0,570
4	5	1,41	0,450	0,572
4	2	1,41	0,300	0,572
4	4	1,41	0,348	0,575
4	3	1,47	0,361	0,603
5	1	1,38	0,235	0,555
5	2	1,40	0,300	0,568
5	4	1,42	0,358	0,580
5	5	1,48	0,458	0,613
5	3	1,49	0,367	0,617

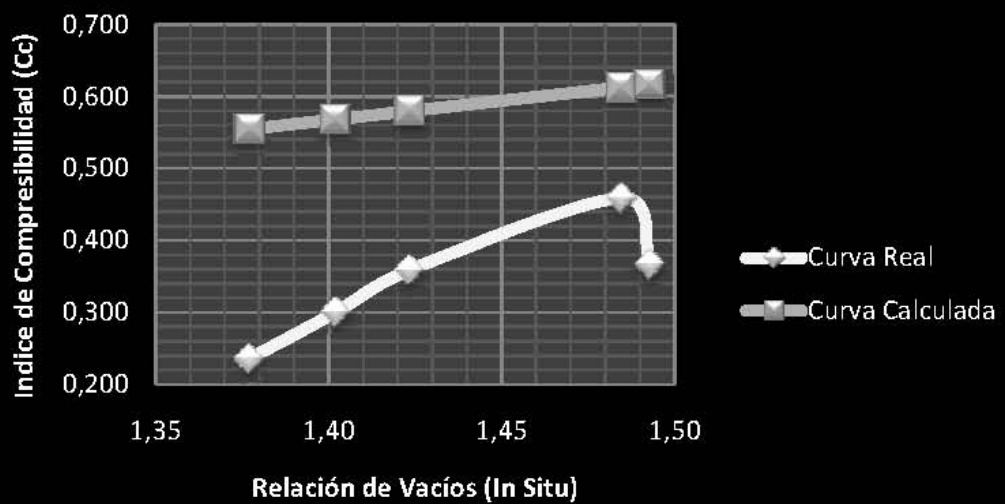




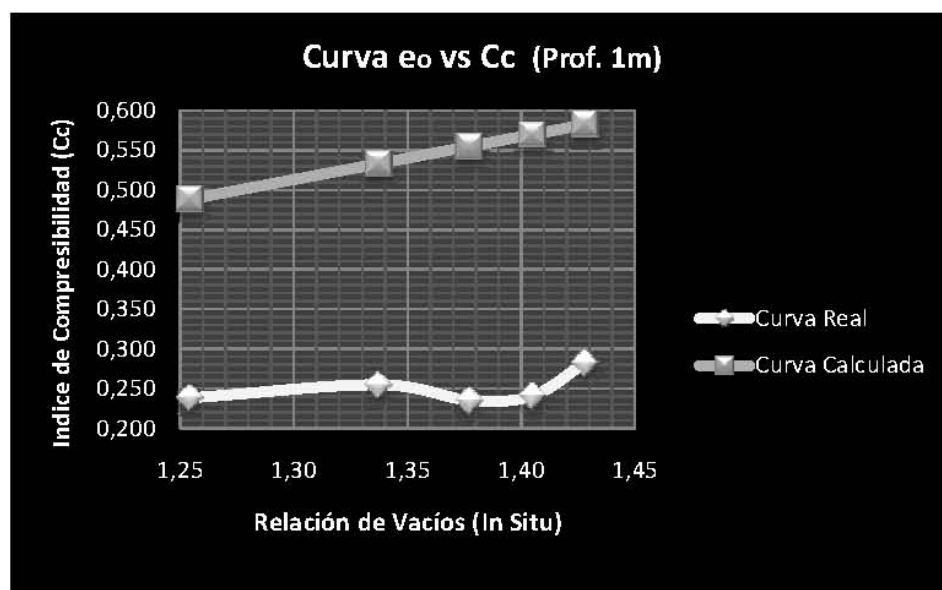
Curva e_o (In Situ) vs C_c (4º Sondeo)

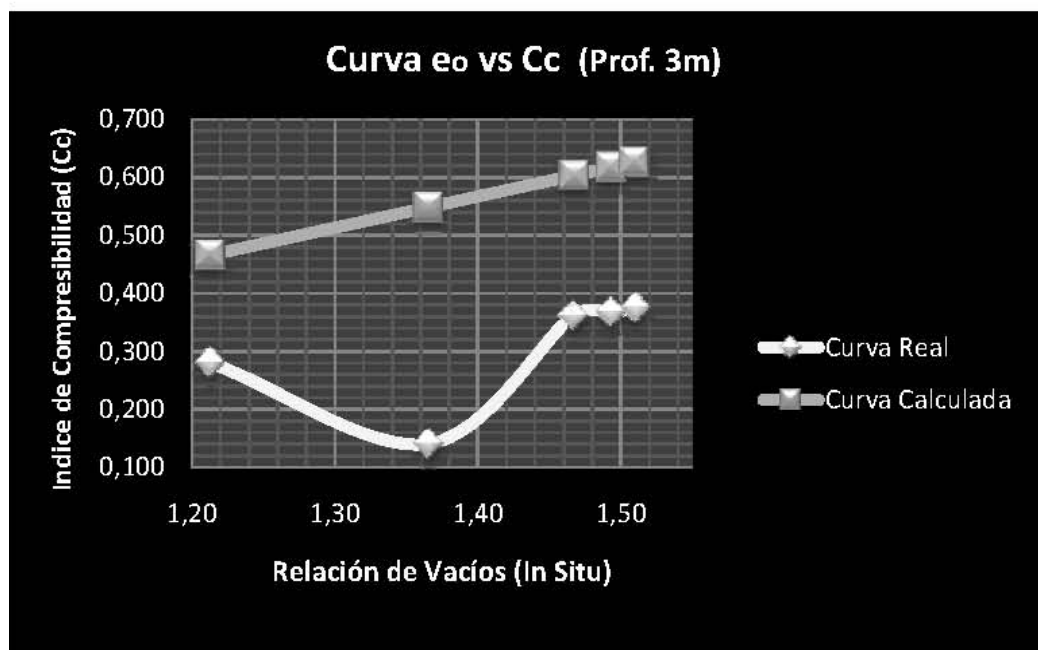
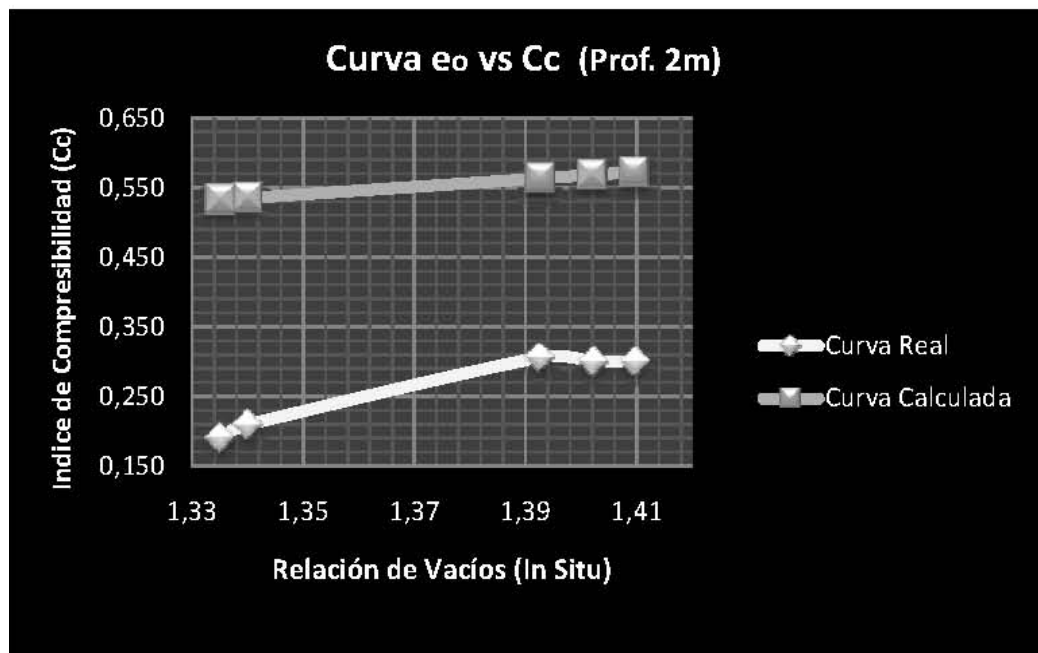


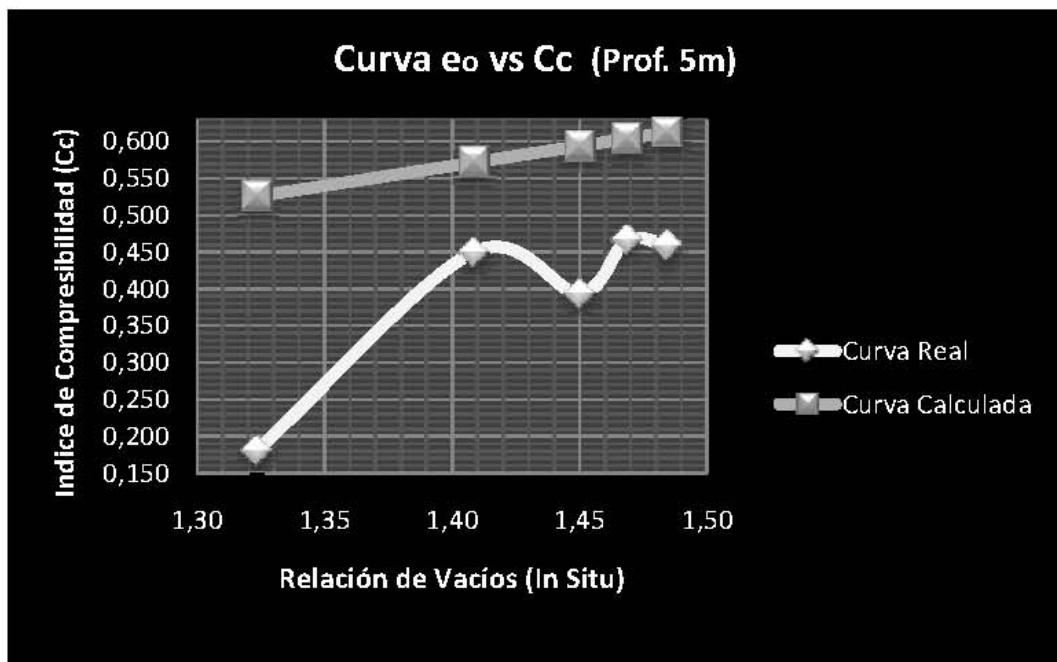
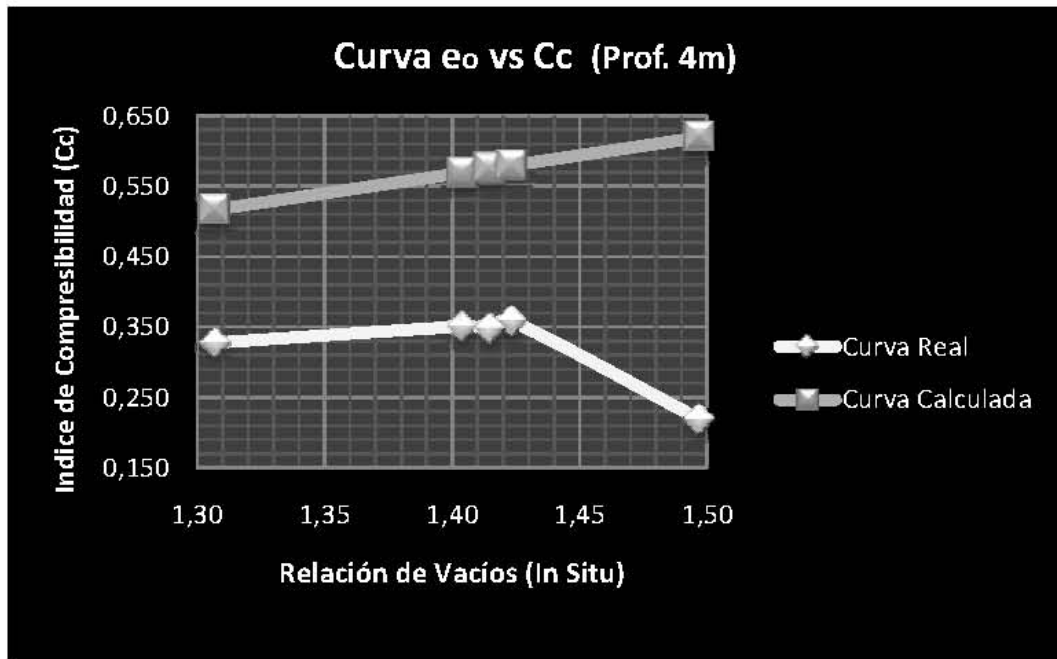
Curva e_o (In Situ) vs C_c (5º Sondeo)



INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	2	1,25	0,238	0,488
1	1	1,34	0,255	0,533
1	5	1,38	0,235	0,555
1	4	1,40	0,241	0,570
1	3	1,43	0,283	0,582
2	1	1,34	0,190	0,532
2	2	1,34	0,209	0,535
2	3	1,39	0,306	0,563
2	5	1,40	0,300	0,568
2	4	1,41	0,300	0,572
3	2	1,21	0,281	0,466
3	1	1,37	0,140	0,548
3	4	1,47	0,361	0,603
3	5	1,49	0,367	0,617
3	3	1,51	0,374	0,626
4	1	1,31	0,328	0,517
4	3	1,40	0,350	0,569
4	4	1,41	0,348	0,575
4	5	1,42	0,358	0,580
4	2	1,50	0,219	0,619
5	1	1,32	0,180	0,526
5	4	1,41	0,450	0,572
5	2	1,45	0,394	0,594
5	3	1,47	0,466	0,604
5	5	1,48	0,458	0,613





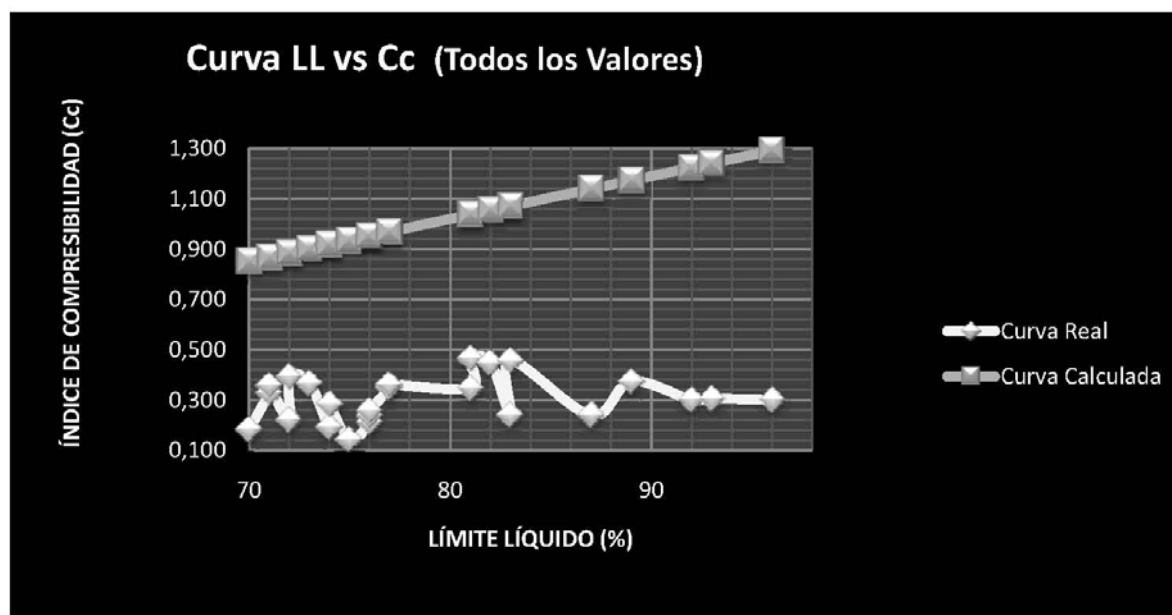


$$Cc = 0,017(LL - 20) \quad - \quad \text{Shouka (1964)} \quad - \quad \text{Para Todas las Arcillas}$$

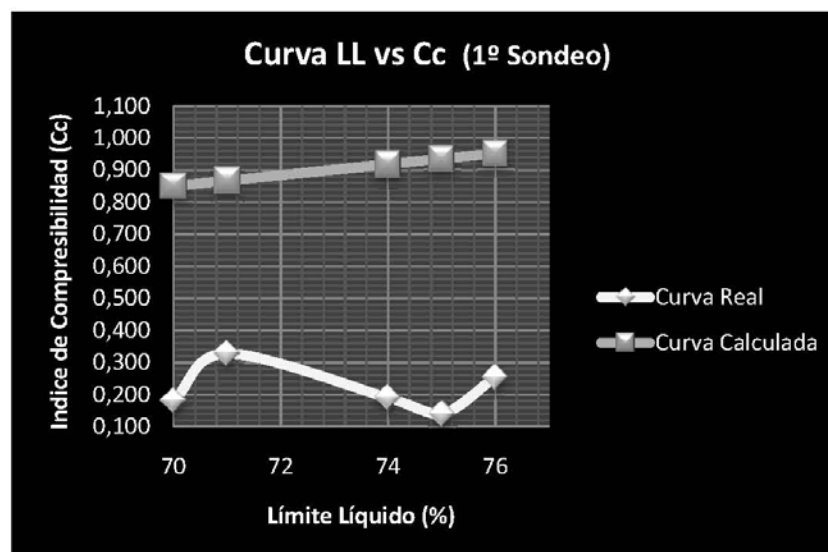
$$Cc = A(LL - B)$$

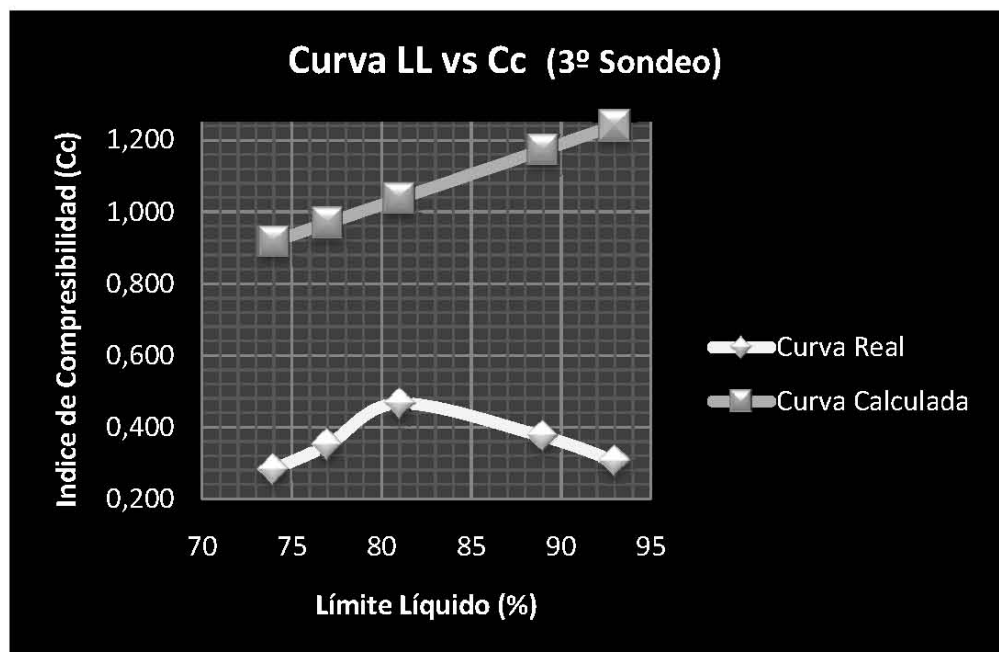
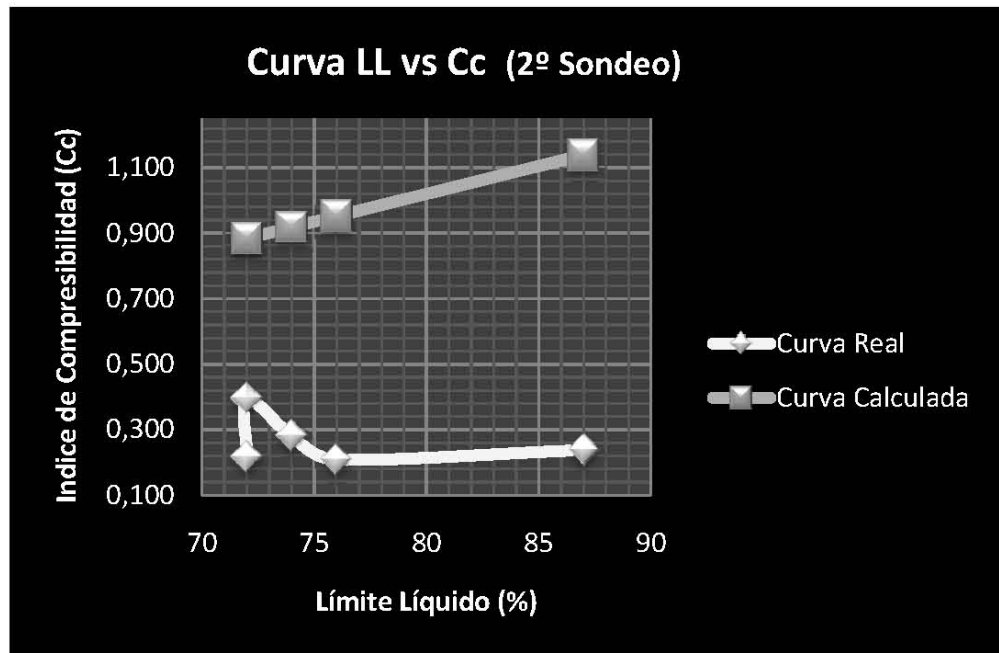
CORRELACIÓN DE SHOUKA PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO						
Profundidad	Sondeo Nº	Límite Líquido (%)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	76	0,017	20	0,255	0,952
2		74	0,017	20	0,190	0,918
3		75	0,017	20	0,140	0,935
4		71	0,017	20	0,328	0,867
5		70	0,017	20	0,180	0,850
1	2	87	0,017	20	0,238	1,139
2		76	0,017	20	0,209	0,952
3		74	0,017	20	0,281	0,918
4		72	0,017	20	0,219	0,884
5		72	0,017	20	0,394	0,884
1	3	74	0,017	20	0,283	0,918
2		93	0,017	20	0,306	1,241
3		89	0,017	20	0,374	1,173
4		77	0,017	20	0,350	0,969
5		81	0,017	20	0,466	1,037
1	4	83	0,017	20	0,241	1,071
2		96	0,017	20	0,300	1,292
3		77	0,017	20	0,361	0,969
4		81	0,017	20	0,348	1,037
5		82	0,017	20	0,450	1,054
1	5	76	0,017	20	0,235	0,952
2		92	0,017	20	0,300	1,224
3		73	0,017	20	0,367	0,901
4		71	0,017	20	0,358	0,867
5		83	0,017	20	0,458	1,071

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo N°	Profundidad	Límite Líquido (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	70	0,180	0,850
1	4	71	0,328	0,867
5	4	71	0,358	0,867
2	4	72	0,219	0,884
2	5	72	0,394	0,884
5	3	73	0,367	0,901
1	2	74	0,190	0,918
2	3	74	0,281	0,918
3	1	74	0,283	0,918
1	3	75	0,140	0,935
2	2	76	0,209	0,952
5	1	76	0,235	0,952
1	1	76	0,255	0,952
3	4	77	0,350	0,969
4	3	77	0,361	0,969
4	4	81	0,348	1,037
3	5	81	0,466	1,037
4	5	82	0,450	1,054
4	1	83	0,241	1,071
5	5	83	0,458	1,071
2	1	87	0,238	1,139
3	3	89	0,374	1,173
5	2	92	0,300	1,224
3	2	93	0,306	1,241
4	2	96	0,300	1,292

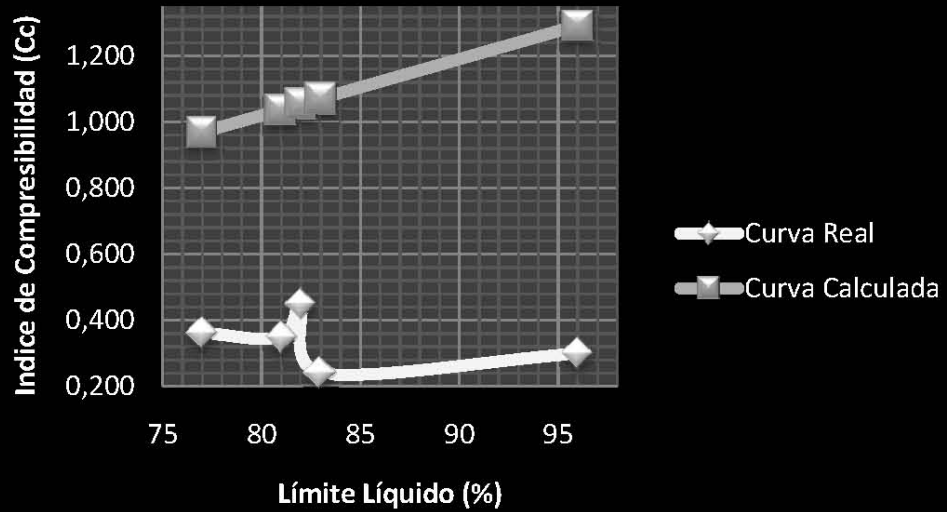


INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo N°	Profundidad	Límite Líquido (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	70	0,180	0,850
1	4	71	0,328	0,867
1	2	74	0,190	0,918
1	3	75	0,140	0,935
1	1	76	0,255	0,952
2	4	72	0,219	0,884
2	5	72	0,394	0,884
2	3	74	0,281	0,918
2	2	76	0,209	0,952
2	1	87	0,238	1,139
3	1	74	0,283	0,918
3	4	77	0,350	0,969
3	5	81	0,466	1,037
3	3	89	0,374	1,173
3	2	93	0,306	1,241
4	3	77	0,361	0,969
4	4	81	0,348	1,037
4	5	82	0,450	1,054
4	1	83	0,241	1,071
4	2	96	0,300	1,292
5	4	71	0,358	0,867
5	3	73	0,367	0,901
5	1	76	0,235	0,952
5	5	83	0,458	1,071
5	2	92	0,300	1,224

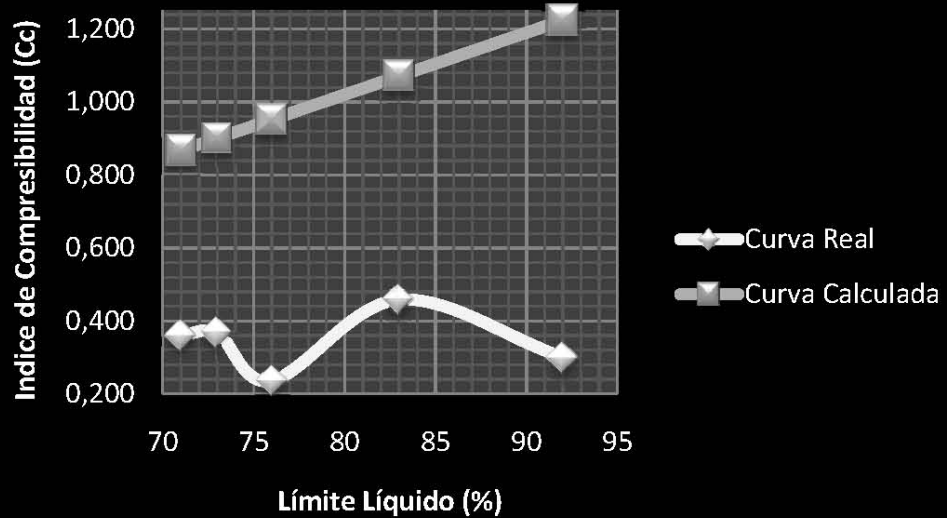




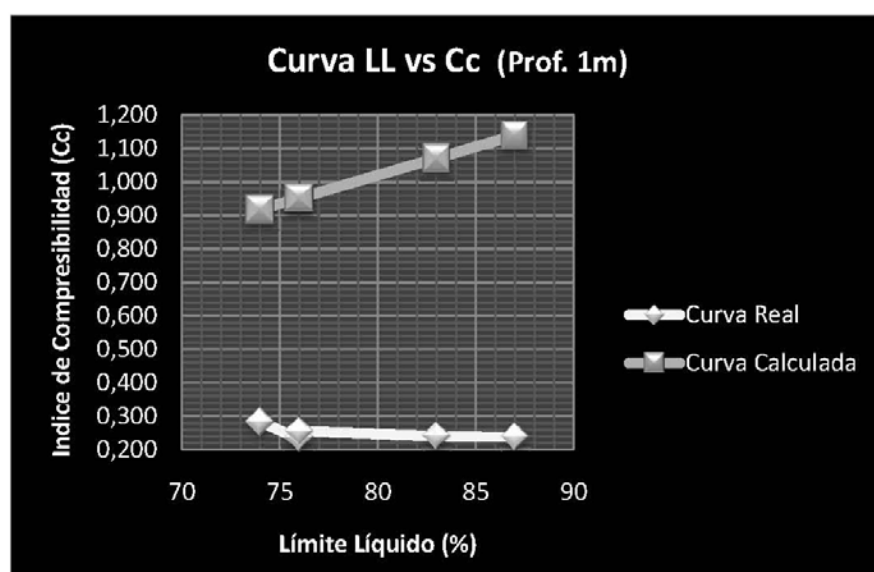
Curva LL vs Cc (4º Sondeo)

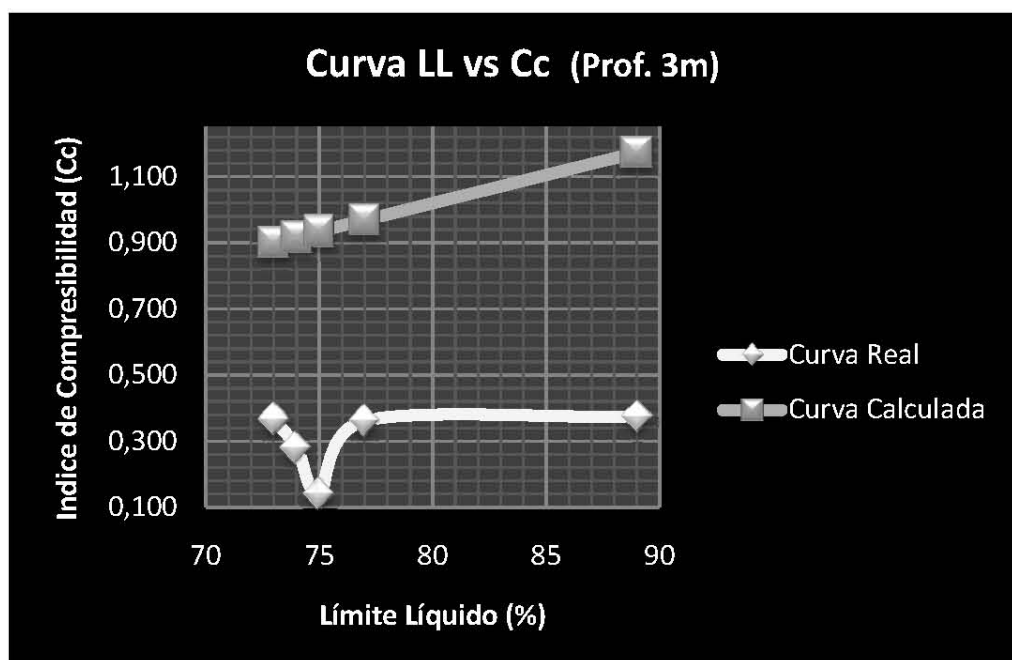
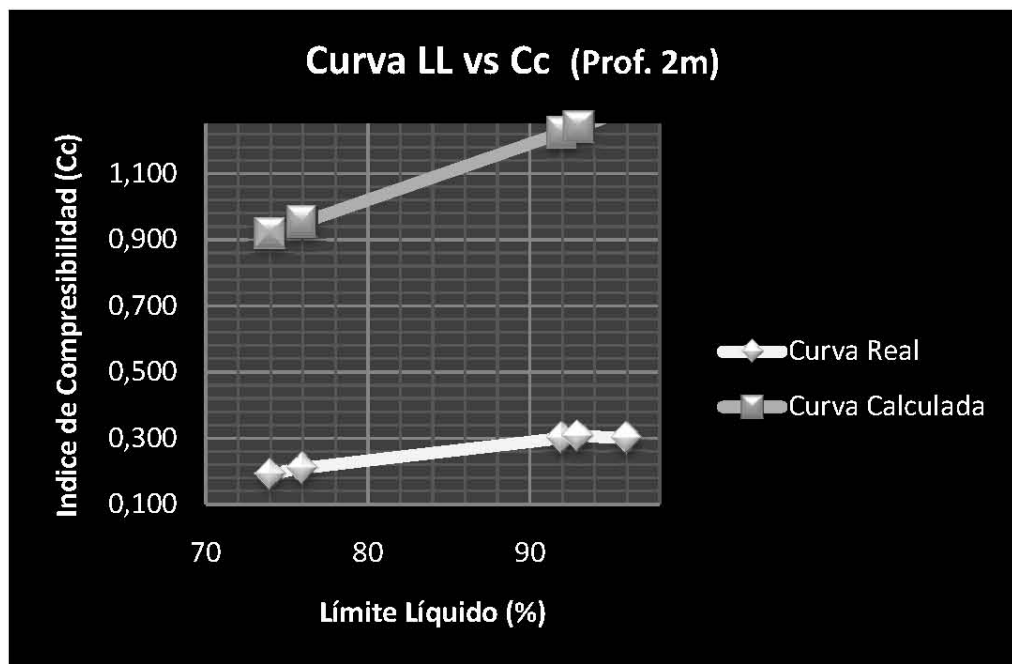


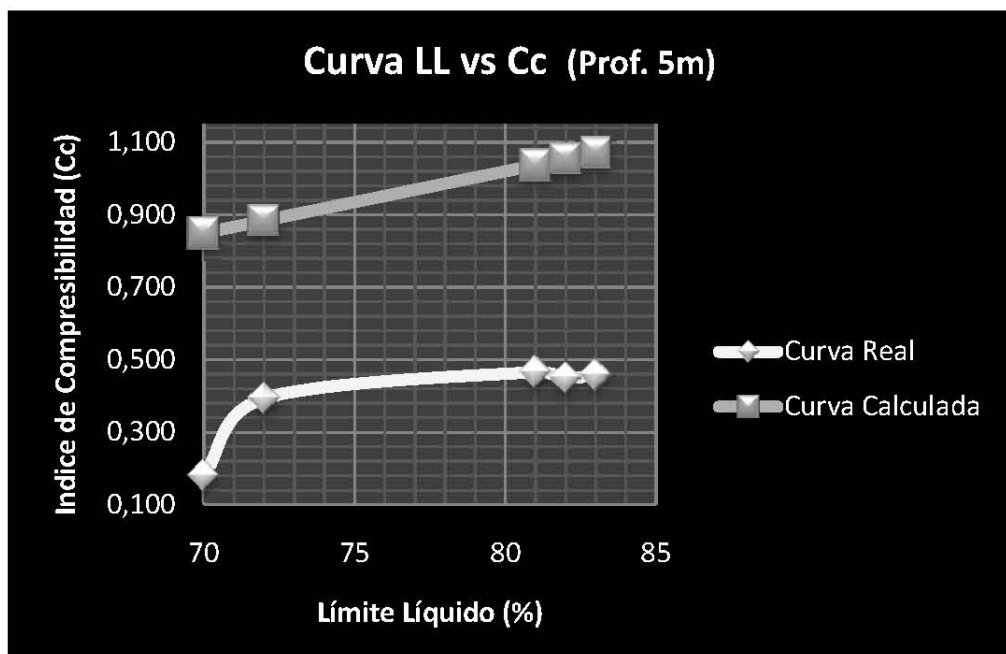
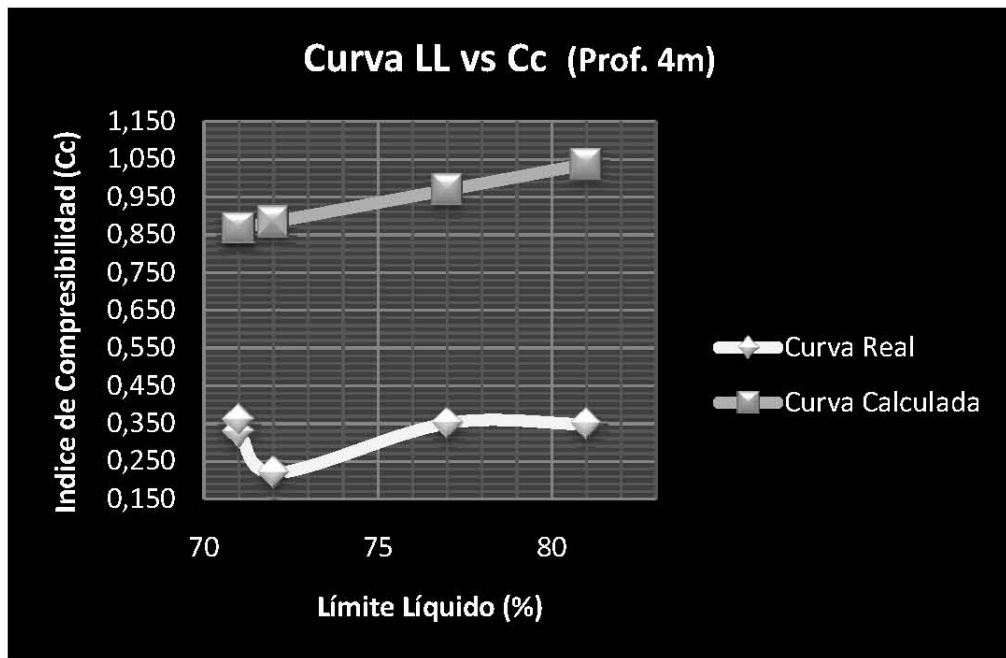
Curva LL vs Cc (5º Sondeo)



INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo Nº	Límite Líquido (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	3	74	0,283	0,918
1	5	76	0,235	0,952
1	1	76	0,255	0,952
1	4	83	0,241	1,071
1	2	87	0,238	1,139
2	1	74	0,190	0,918
2	2	76	0,209	0,952
2	5	92	0,300	1,224
2	3	93	0,306	1,241
2	4	96	0,300	1,292
3	5	73	0,367	0,901
3	2	74	0,281	0,918
3	1	75	0,140	0,935
3	4	77	0,361	0,969
3	3	89	0,374	1,173
4	1	71	0,328	0,867
4	5	71	0,358	0,867
4	2	72	0,219	0,884
4	3	77	0,350	0,969
4	4	81	0,348	1,037
5	1	70	0,180	0,850
5	2	72	0,394	0,884
5	3	81	0,466	1,037
5	4	82	0,450	1,054
5	5	83	0,458	1,071







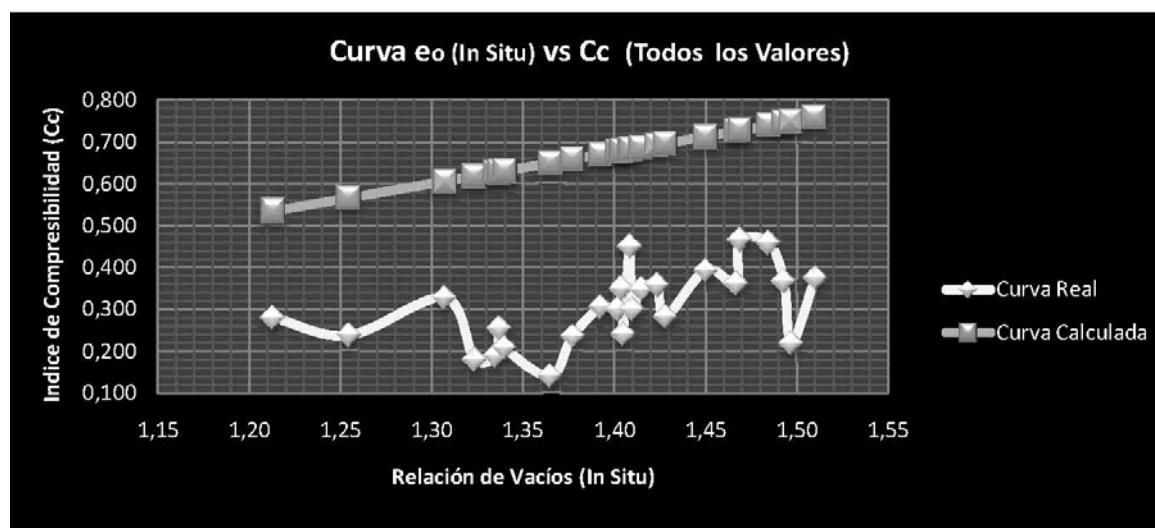
$$Cc = 0,75(e_0 - 0,50) \quad - \quad \text{Sowers (1970)} \quad - \quad \text{Para Arcillas de Baja Plasticidad}$$

$$Cc = A(e_0 - B)$$

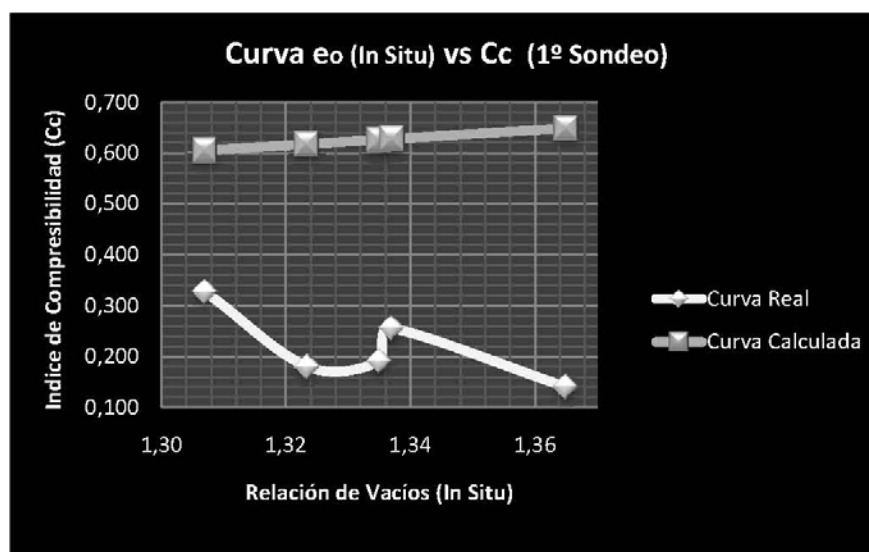
CORRELACIÓN DE SOWERS PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO

Profundidad	Sondeo Nº	Relación de Vacíos (in situ)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	1,34	0,75	0,50	0,255	0,628
2		1,34	0,75	0,50	0,190	0,626
3		1,37	0,75	0,50	0,140	0,649
4		1,31	0,75	0,50	0,328	0,605
5		1,32	0,75	0,50	0,180	0,618
1	2	1,25	0,75	0,50	0,238	0,566
2		1,34	0,75	0,50	0,209	0,630
3		1,21	0,75	0,50	0,281	0,535
4		1,50	0,75	0,50	0,219	0,748
5		1,45	0,75	0,50	0,394	0,713
1	3	1,43	0,75	0,50	0,283	0,696
2		1,39	0,75	0,50	0,306	0,669
3		1,51	0,75	0,50	0,374	0,757
4		1,40	0,75	0,50	0,350	0,678
5		1,47	0,75	0,50	0,466	0,726
1	4	1,40	0,75	0,50	0,241	0,679
2		1,41	0,75	0,50	0,300	0,682
3		1,47	0,75	0,50	0,361	0,725
4		1,41	0,75	0,50	0,348	0,686
5		1,41	0,75	0,50	0,450	0,681
1	5	1,38	0,75	0,50	0,235	0,658
2		1,40	0,75	0,50	0,300	0,677
3		1,49	0,75	0,50	0,367	0,745
4		1,42	0,75	0,50	0,358	0,693
5		1,48	0,75	0,50	0,458	0,738

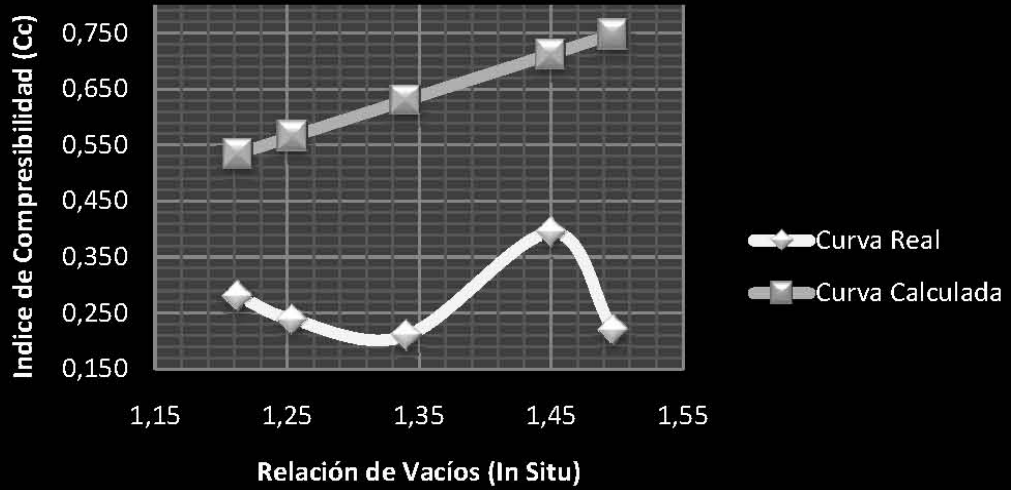
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo N°	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
2	3	1,21	0,281	0,535
2	1	1,25	0,238	0,566
1	4	1,31	0,328	0,605
1	5	1,32	0,180	0,618
1	2	1,34	0,190	0,626
1	1	1,34	0,255	0,628
2	2	1,34	0,209	0,630
1	3	1,37	0,140	0,649
5	1	1,38	0,235	0,658
3	2	1,39	0,306	0,669
5	2	1,40	0,300	0,677
3	4	1,40	0,350	0,678
4	1	1,40	0,241	0,679
4	5	1,41	0,450	0,681
4	2	1,41	0,300	0,682
4	4	1,41	0,348	0,686
5	4	1,42	0,358	0,693
3	1	1,43	0,283	0,696
2	5	1,45	0,394	0,713
4	3	1,47	0,361	0,725
3	5	1,47	0,466	0,726
5	5	1,48	0,458	0,738
5	3	1,49	0,367	0,745
2	4	1,50	0,219	0,748
3	3	1,51	0,374	0,757



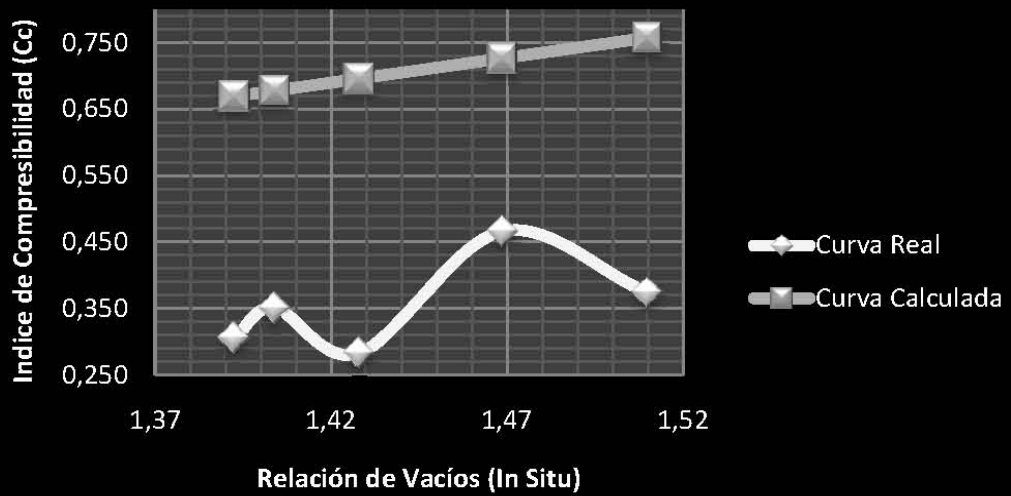
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo N°	Profundidad	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	4	1,31	0,328	0,605
1	5	1,32	0,180	0,618
1	2	1,34	0,190	0,626
1	1	1,34	0,255	0,628
1	3	1,37	0,140	0,649
2	3	1,21	0,281	0,535
2	1	1,25	0,238	0,566
2	2	1,34	0,209	0,630
2	5	1,45	0,394	0,713
2	4	1,50	0,219	0,748
3	2	1,39	0,306	0,669
3	4	1,40	0,350	0,678
3	1	1,43	0,283	0,696
3	5	1,47	0,466	0,726
3	3	1,51	0,374	0,757
4	1	1,40	0,241	0,679
4	5	1,41	0,450	0,681
4	2	1,41	0,300	0,682
4	4	1,41	0,348	0,686
4	3	1,47	0,361	0,725
5	1	1,38	0,235	0,658
5	2	1,40	0,300	0,677
5	4	1,42	0,358	0,693
5	5	1,48	0,458	0,738
5	3	1,49	0,367	0,745



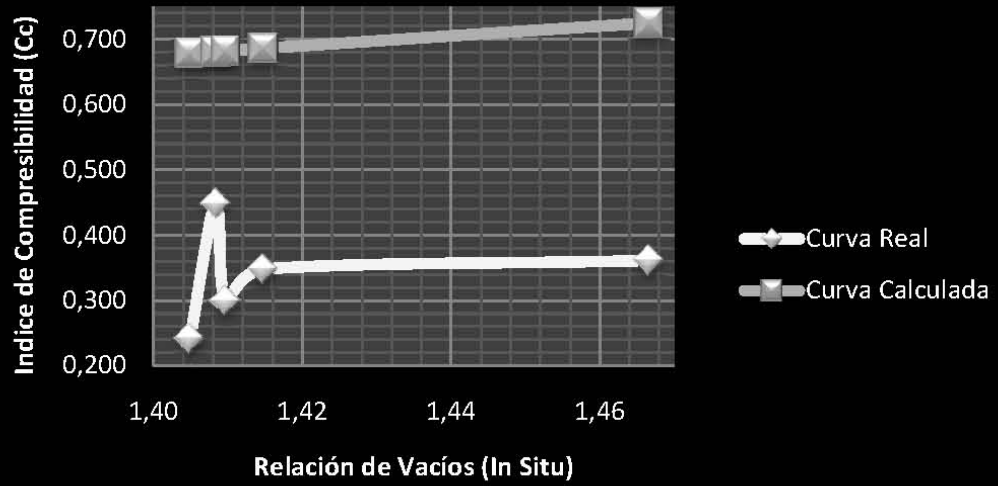
Curva e_o (In Situ) vs C_c (2º Sondeo)



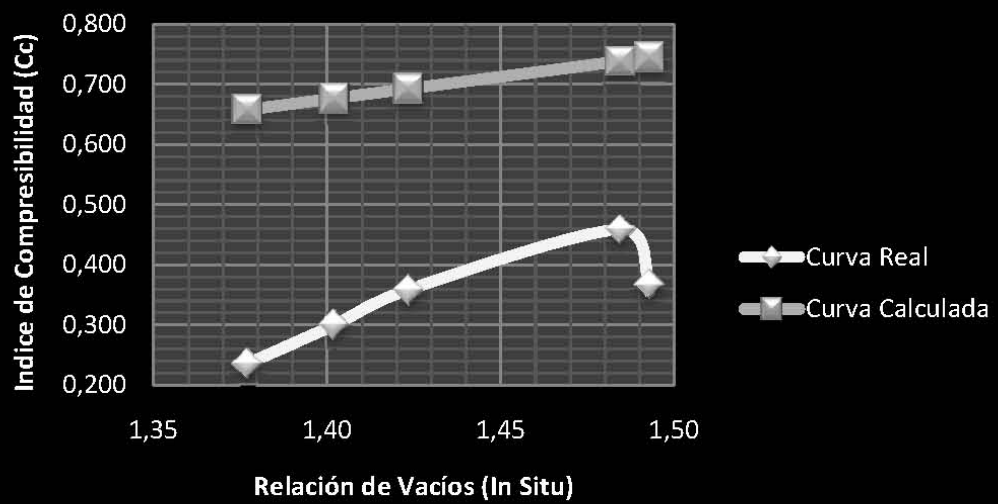
Curva e_o (In Situ) vs C_c (3º Sondeo)



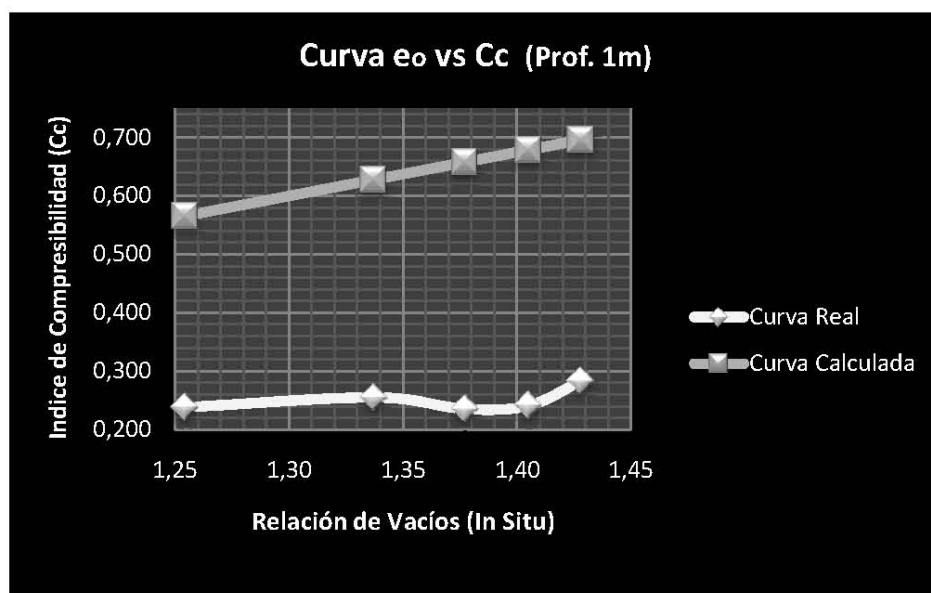
Curva e_o (In Situ) vs C_c (4º Sondeo)

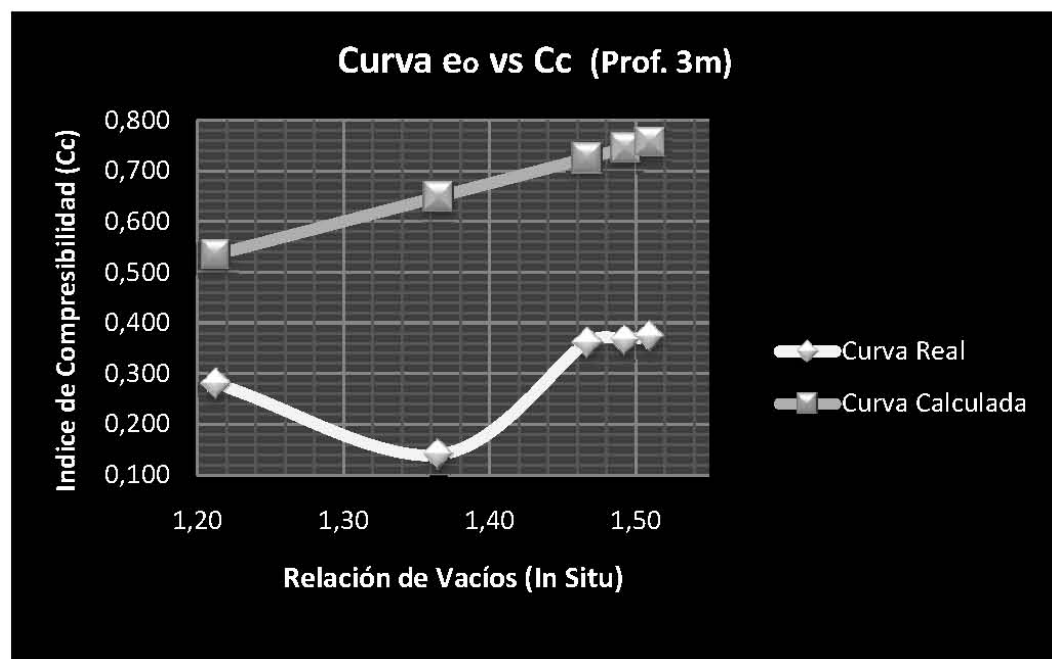
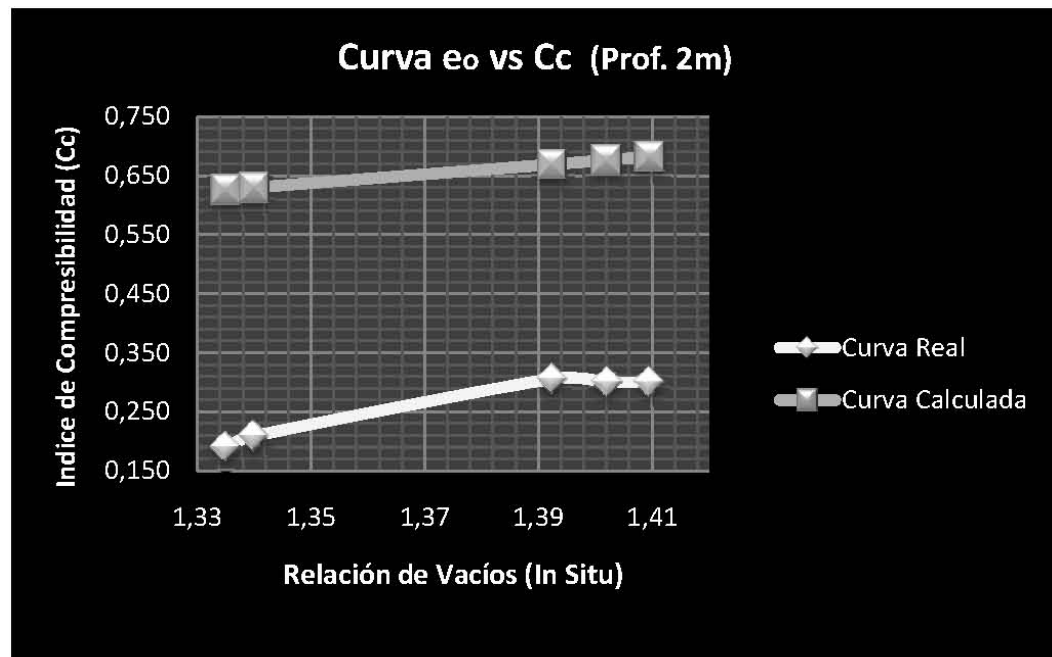


Curva e_o (In Situ) vs C_c (5º Sondeo)

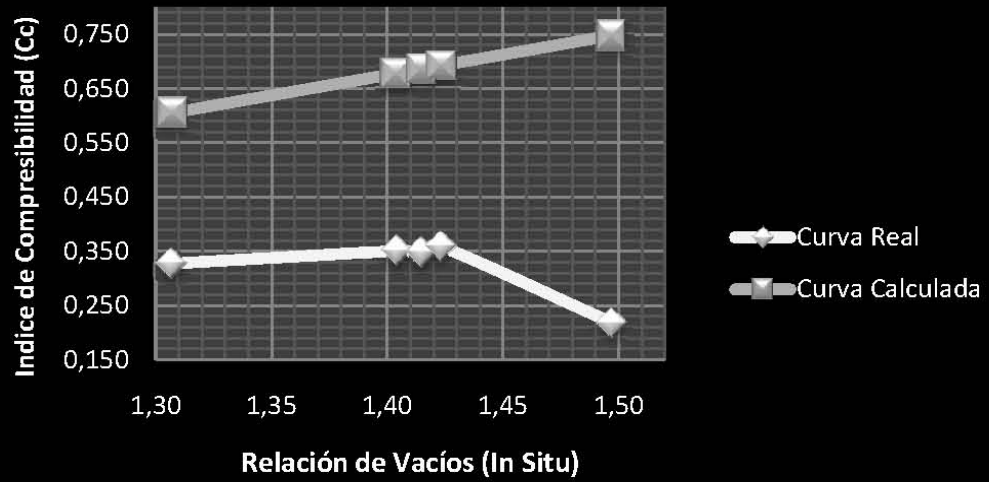


INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo Nº	eo (in situ)	Cc Real	Cc Calculado
1	2	1,25	0,238	0,566
1	1	1,34	0,255	0,628
1	5	1,38	0,235	0,658
1	4	1,40	0,241	0,679
1	3	1,43	0,283	0,696
2	1	1,34	0,190	0,626
2	2	1,34	0,209	0,630
2	3	1,39	0,306	0,669
2	5	1,40	0,300	0,677
2	4	1,41	0,300	0,682
3	2	1,21	0,281	0,535
3	1	1,37	0,140	0,649
3	4	1,47	0,361	0,725
3	5	1,49	0,367	0,745
3	3	1,51	0,374	0,757
4	1	1,31	0,328	0,605
4	3	1,40	0,350	0,678
4	4	1,41	0,348	0,686
4	5	1,42	0,358	0,693
4	2	1,50	0,219	0,748
5	1	1,32	0,180	0,618
5	4	1,41	0,450	0,681
5	2	1,45	0,394	0,713
5	3	1,47	0,466	0,726
5	5	1,48	0,458	0,738

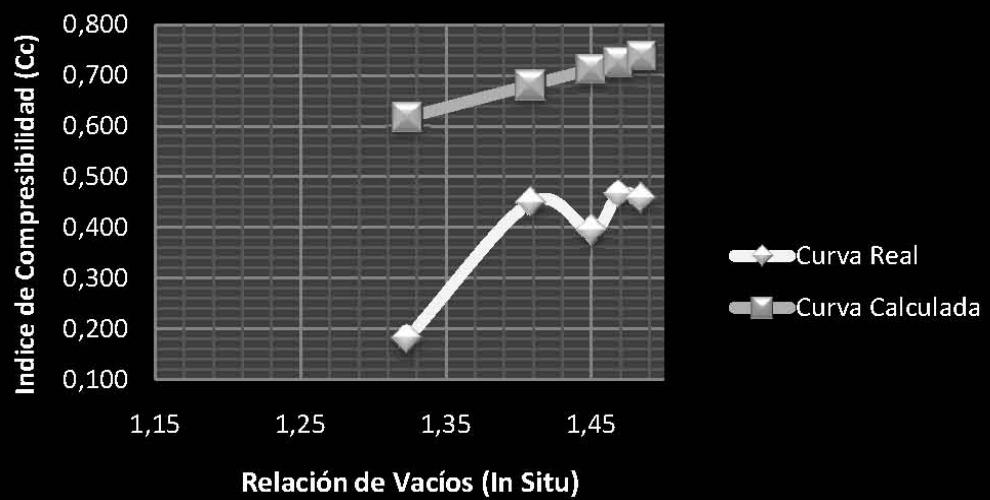




Curva e_o vs C_c (Prof. 4m)



Curva e_o vs C_c (Prof. 5m)



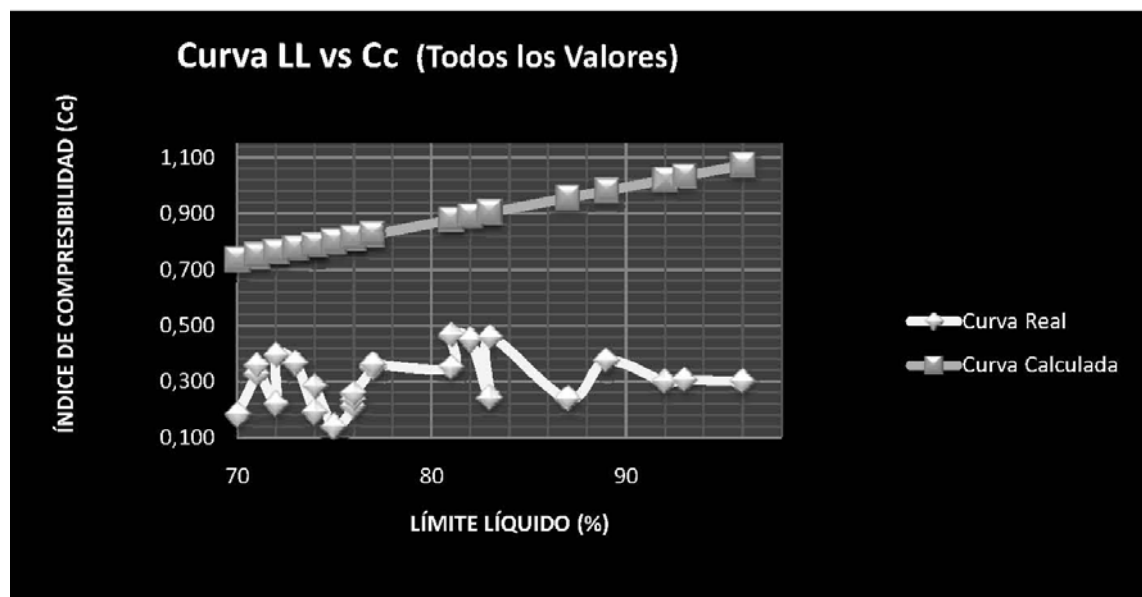
$C_c = 0,013(LL - 13,5)$ - Yamagutshi (1959) - Para Todas las Arcillas

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

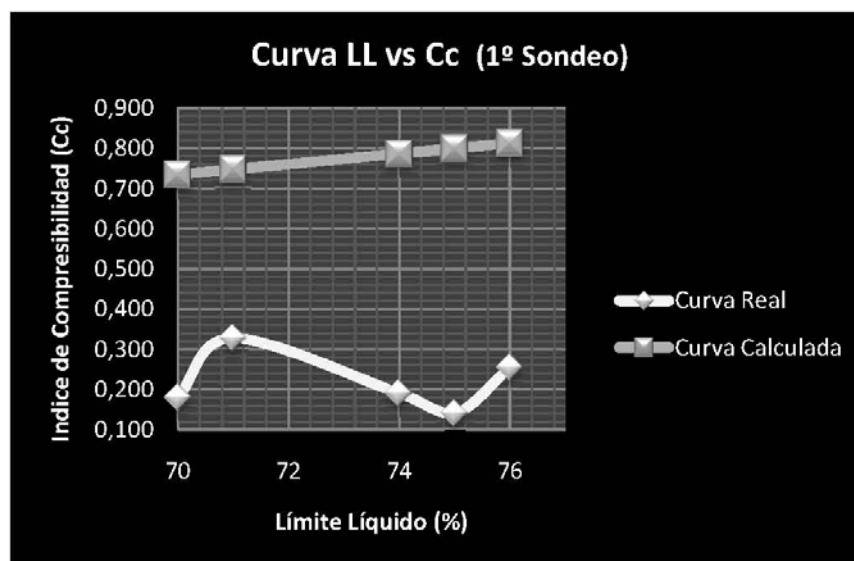
CORRELACIÓN DE YAMAGUTSHI PARA SUELOS BLANDOS DEL CANTÓN PUERTO QUITO

Profundidad	Sondeo Nº	Límite Líquido (%)	Variable A	Variable B	Índice de Compresibilidad (Real)	Índice de Compresibilidad (Calculado)
1	1	76	0,013	13,5	0,255	0,813
2		74	0,013	13,5	0,190	0,787
3		75	0,013	13,5	0,140	0,800
4		71	0,013	13,5	0,328	0,748
5		70	0,013	13,5	0,180	0,735
1	2	87	0,013	13,5	0,238	0,956
2		76	0,013	13,5	0,209	0,813
3		74	0,013	13,5	0,281	0,787
4		72	0,013	13,5	0,219	0,761
5		72	0,013	13,5	0,394	0,761
1	3	74	0,013	13,5	0,283	0,787
2		93	0,013	13,5	0,306	1,034
3		89	0,013	13,5	0,374	0,982
4		77	0,013	13,5	0,350	0,826
5		81	0,013	13,5	0,466	0,878
1	4	83	0,013	13,5	0,241	0,904
2		96	0,013	13,5	0,300	1,073
3		77	0,013	13,5	0,361	0,826
4		81	0,013	13,5	0,348	0,878
5		82	0,013	13,5	0,450	0,891
1	5	76	0,013	13,5	0,235	0,813
2		92	0,013	13,5	0,300	1,021
3		73	0,013	13,5	0,367	0,774
4		71	0,013	13,5	0,358	0,748
5		83	0,013	13,5	0,458	0,904

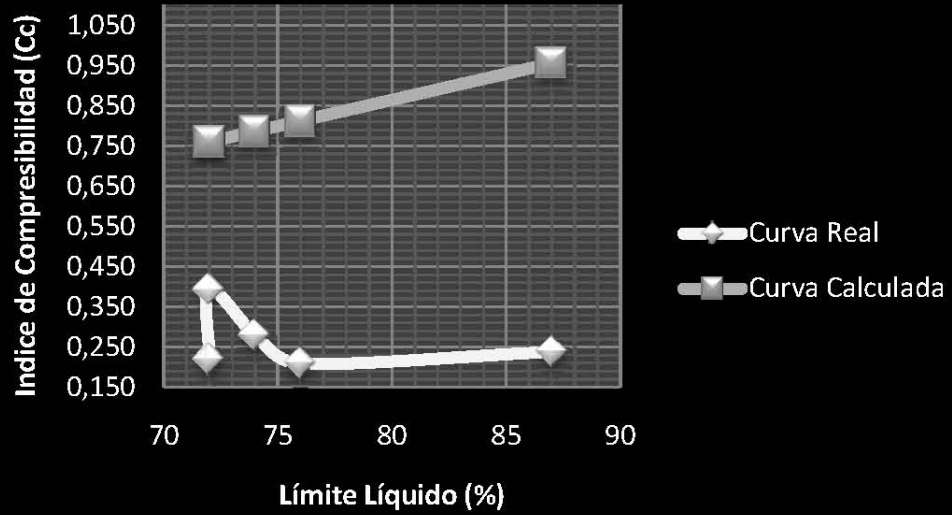
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (TODOS LOS VALORES)				
Sondeo N°	Profundidad	LL (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	70	0,180	0,735
1	4	71	0,328	0,748
5	4	71	0,358	0,748
2	4	72	0,219	0,761
2	5	72	0,394	0,761
5	3	73	0,367	0,774
1	2	74	0,190	0,787
2	3	74	0,281	0,787
3	1	74	0,283	0,787
1	3	75	0,140	0,800
2	2	76	0,209	0,813
5	1	76	0,235	0,813
1	1	76	0,255	0,813
3	4	77	0,350	0,826
4	3	77	0,361	0,826
4	4	81	0,348	0,878
3	5	81	0,466	0,878
4	5	82	0,450	0,891
4	1	83	0,241	0,904
5	5	83	0,458	0,904
2	1	87	0,238	0,956
3	3	89	0,374	0,982
5	2	92	0,300	1,021
3	2	93	0,306	1,034
4	2	96	0,300	1,073



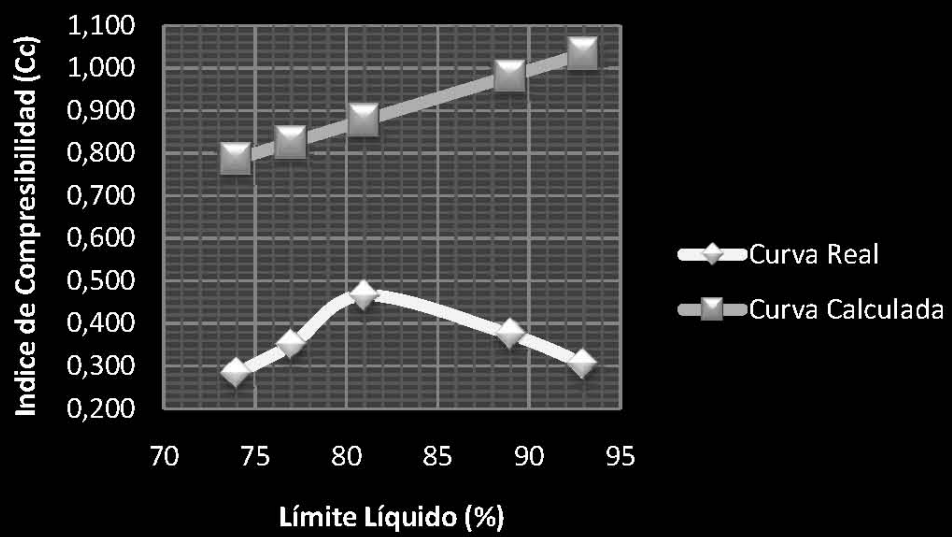
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR SONDEO				
Sondeo Nº	Profundidad	LL (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	5	70	0,180	0,735
1	4	71	0,328	0,748
1	2	74	0,190	0,787
1	3	75	0,140	0,800
1	1	76	0,255	0,813
2	4	72	0,219	0,761
2	5	72	0,394	0,761
2	3	74	0,281	0,787
2	2	76	0,209	0,813
2	1	87	0,238	0,956
3	1	74	0,283	0,787
3	4	77	0,350	0,826
3	5	81	0,466	0,878
3	3	89	0,374	0,982
3	2	93	0,306	1,034
4	3	77	0,361	0,826
4	4	81	0,348	0,878
4	5	82	0,450	0,891
4	1	83	0,241	0,904
4	2	96	0,300	1,073
5	4	71	0,358	0,748
5	3	73	0,367	0,774
5	1	76	0,235	0,813
5	5	83	0,458	0,904
5	2	92	0,300	1,021

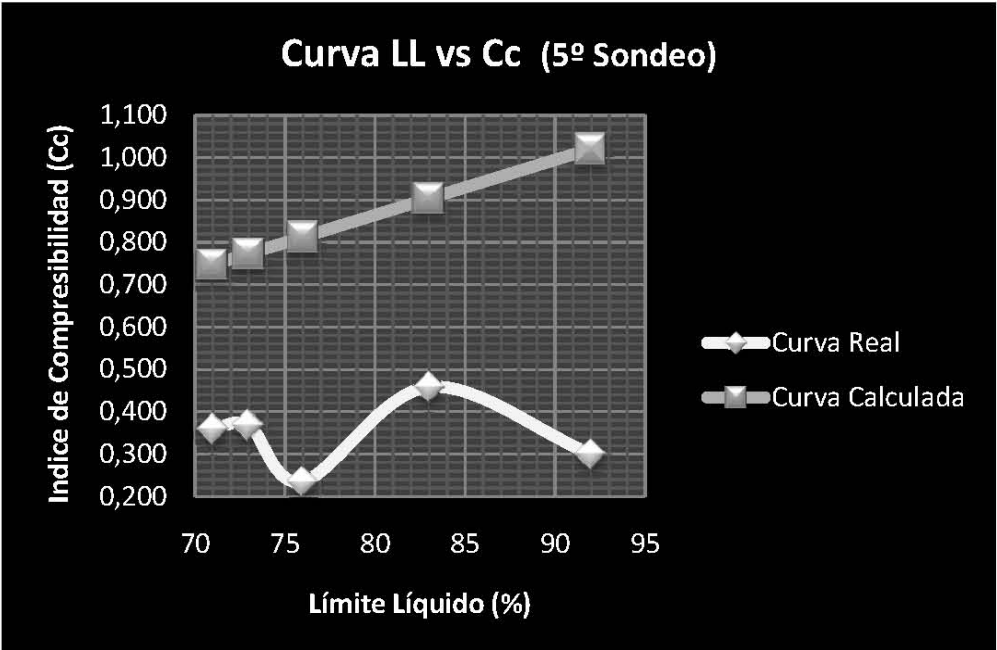
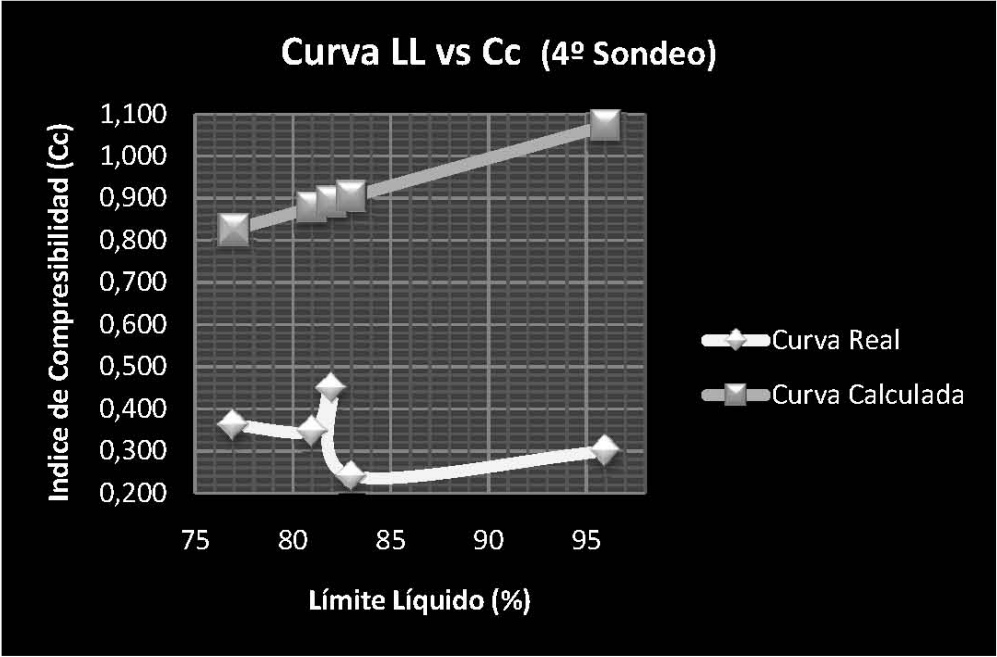


Curva LL vs Cc (2º Sondeo)

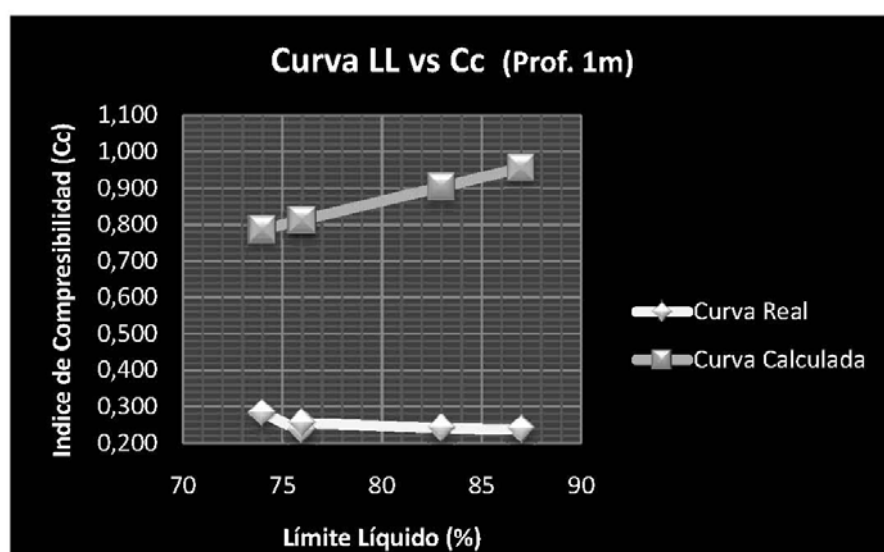


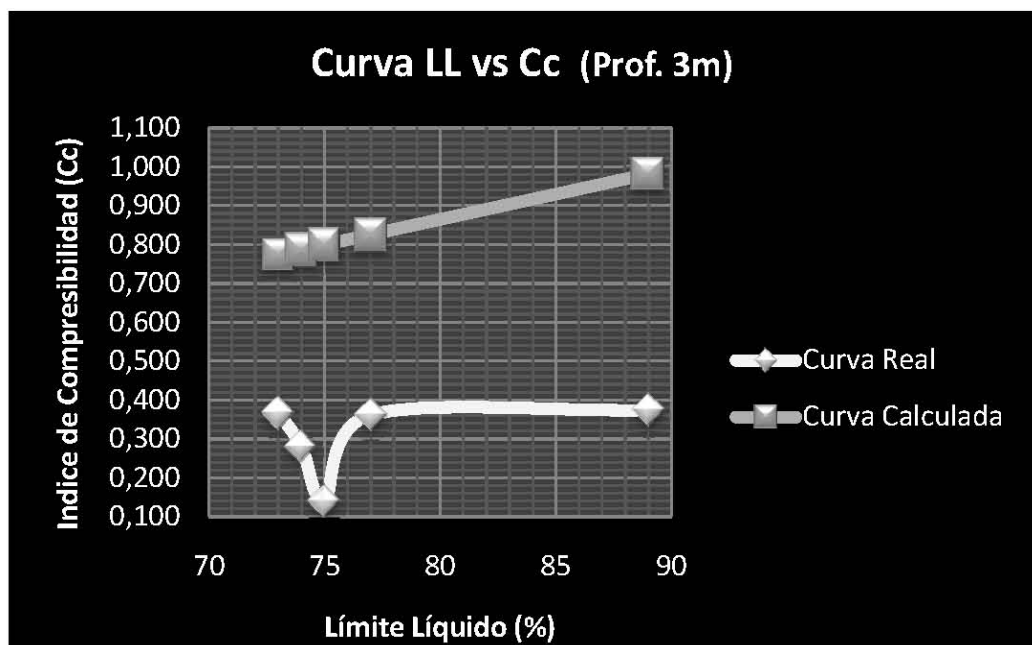
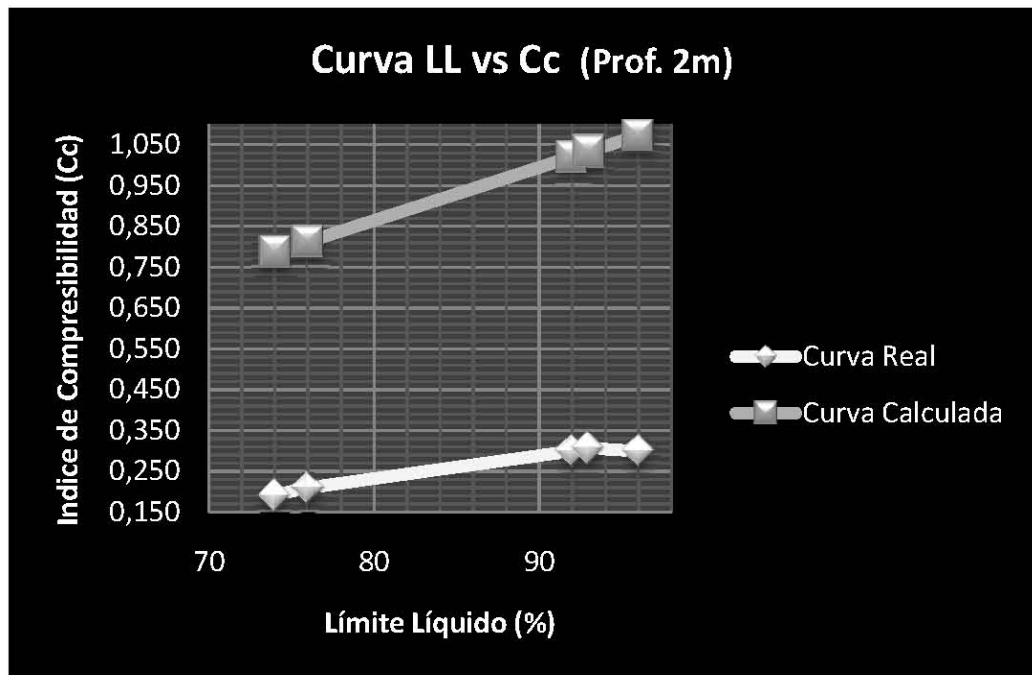
Curva LL vs Cc (3º Sondeo)

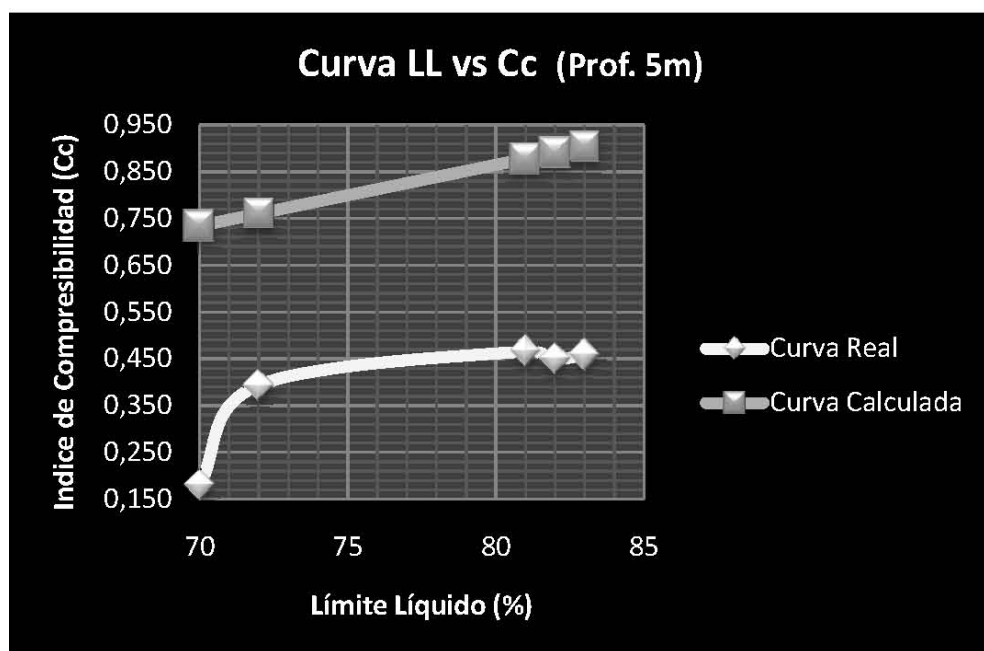
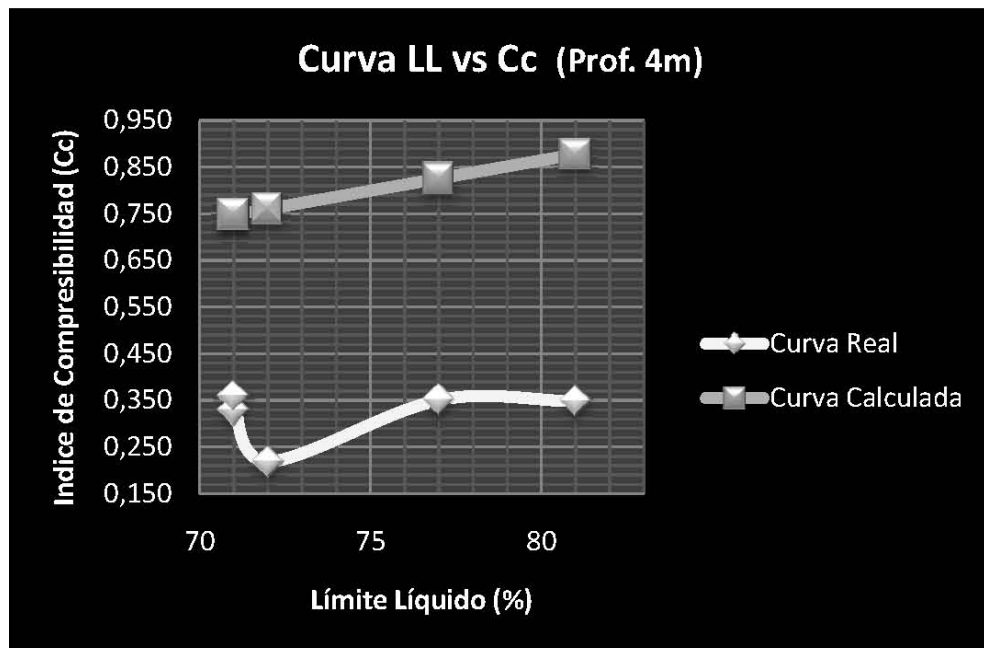




INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS POR PROFUNDIDAD				
Profundidad	Sondeo N°	LL (%)	Cc (Real)	Cc (Calculado)
1	3	74	0,283	0,787
1	5	76	0,235	0,813
1	1	76	0,255	0,813
1	4	83	0,241	0,904
1	2	87	0,238	0,956
2	1	74	0,190	0,787
2	2	76	0,209	0,813
2	5	92	0,300	1,021
2	3	93	0,306	1,034
2	4	96	0,300	1,073
3	5	73	0,367	0,774
3	2	74	0,281	0,787
3	1	75	0,140	0,800
3	4	77	0,361	0,826
3	3	89	0,374	0,982
4	1	71	0,328	0,748
4	5	71	0,358	0,748
4	2	72	0,219	0,761
4	3	77	0,350	0,826
4	4	81	0,348	0,878
5	1	70	0,180	0,735
5	2	72	0,394	0,761
5	3	81	0,466	0,878
5	4	82	0,450	0,891
5	5	83	0,458	0,904







CUADRO GLOBAL DE INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS								
Sondeo Nº	Prof. (m)	C _c (Consolidación)	C _c = f(Límite Líquido)					
			Skempton	Azzouz et. al.	Terzaghi - Peck	Yamagutshi	Shouka	Mayne
1	1	0,255	0,483	0,308	0,462	0,813	0,952	0,578
	2	0,190	0,469	0,299	0,448	0,787	0,918	0,560
	3	0,140	0,476	0,304	0,455	0,800	0,935	0,569
	4	0,328	0,448	0,285	0,427	0,748	0,867	0,532
	5	0,180	0,441	0,281	0,420	0,735	0,850	0,523
2	1	0,238	0,560	0,359	0,539	0,956	1,139	0,679
	2	0,209	0,483	0,308	0,462	0,813	0,952	0,578
	3	0,281	0,469	0,299	0,448	0,787	0,918	0,560
	4	0,219	0,455	0,290	0,434	0,761	0,884	0,541
	5	0,394	0,455	0,290	0,434	0,761	0,884	0,541
3	1	0,283	0,469	0,299	0,448	0,787	0,918	0,560
	2	0,306	0,602	0,386	0,581	1,034	1,241	0,734
	3	0,374	0,574	0,368	0,553	0,982	1,173	0,697
	4	0,350	0,490	0,313	0,469	0,826	0,969	0,587
	5	0,466	0,518	0,331	0,497	0,878	1,037	0,624
4	1	0,241	0,532	0,340	0,511	0,904	1,071	0,642
	2	0,300	0,623	0,400	0,602	1,073	1,292	0,761
	3	0,361	0,490	0,313	0,469	0,826	0,969	0,587
	4	0,348	0,518	0,331	0,497	0,878	1,037	0,624
	5	0,450	0,525	0,336	0,504	0,891	1,054	0,633
5	1	0,235	0,483	0,308	0,462	0,813	0,952	0,578
	2	0,300	0,595	0,382	0,574	1,021	1,224	0,725
	3	0,367	0,462	0,294	0,441	0,774	0,901	0,550
	4	0,358	0,448	0,285	0,427	0,748	0,867	0,532
	5	0,458	0,532	0,340	0,511	0,904	1,071	0,642

CUADRO GLOBAL DE INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS													
Sondeo Nº	Prof. (m)	C _c (Consolidación)	C _c = f(Relación de Vacíos)										
			Nishida	Hough	S/N 1	Azzouz et. al.	S/N 2	Azzouz et. al.	Nishida	Cozolino	Sowers		
1	1	0,255	1,227	0,320	0,628	0,286	0,219	0,674	1,135	0,533	0,467	0,628	
	2	0,190	1,225	0,320	0,626	0,286	0,219	0,672	1,133	0,532	0,467	0,626	
	3	0,140	1,259	0,329	0,649	0,292	0,224	0,702	1,167	0,548	0,479	0,649	
	4	0,328	1,193	0,311	0,605	0,280	0,215	0,644	1,101	0,517	0,455	0,605	
	5	0,180	1,211	0,316	0,618	0,284	0,217	0,661	1,119	0,526	0,462	0,618	
2	1	0,238	1,132	0,295	0,566	0,269	0,206	0,591	1,040	0,488	0,432	0,566	
	2	0,209	1,231	0,321	0,630	0,287	0,220	0,677	1,139	0,535	0,469	0,630	
	3	0,281	1,084	0,283	0,535	0,261	0,200	0,550	0,992	0,466	0,414	0,535	
	4	0,219	1,411	0,368	0,748	0,320	0,244	0,835	1,319	0,619	0,536	0,748	
	5	0,394	1,357	0,354	0,713	0,310	0,237	0,788	1,265	0,594	0,516	0,713	
3	1	0,283	1,332	0,347	0,696	0,305	0,233	0,766	1,240	0,582	0,507	0,696	
	2	0,306	1,291	0,337	0,669	0,298	0,228	0,730	1,199	0,563	0,491	0,669	
	3	0,374	1,426	0,372	0,757	0,322	0,246	0,848	1,334	0,626	0,542	0,757	
	4	0,350	1,304	0,340	0,678	0,300	0,230	0,742	1,212	0,569	0,496	0,678	
	5	0,466	1,378	0,360	0,726	0,314	0,240	0,807	1,286	0,604	0,524	0,726	
4	1	0,241	1,305	0,340	0,679	0,301	0,230	0,743	1,213	0,570	0,497	0,679	
	2	0,300	1,311	0,342	0,682	0,302	0,231	0,747	1,219	0,572	0,499	0,682	
	3	0,361	1,376	0,359	0,725	0,313	0,239	0,805	1,284	0,603	0,523	0,725	
	4	0,348	1,316	0,343	0,686	0,303	0,231	0,752	1,224	0,575	0,501	0,686	
	5	0,450	1,309	0,342	0,681	0,301	0,230	0,746	1,217	0,572	0,498	0,681	
5	1	0,235	1,273	0,332	0,658	0,295	0,226	0,715	1,181	0,555	0,485	0,658	
	2	0,300	1,302	0,340	0,677	0,300	0,229	0,740	1,210	0,568	0,495	0,677	
	3	0,367	1,406	0,367	0,745	0,319	0,244	0,831	1,314	0,617	0,534	0,745	
	4	0,358	1,326	0,346	0,693	0,304	0,233	0,761	1,234	0,580	0,505	0,693	
	5	0,458	1,397	0,364	0,738	0,317	0,242	0,823	1,305	0,613	0,531	0,738	

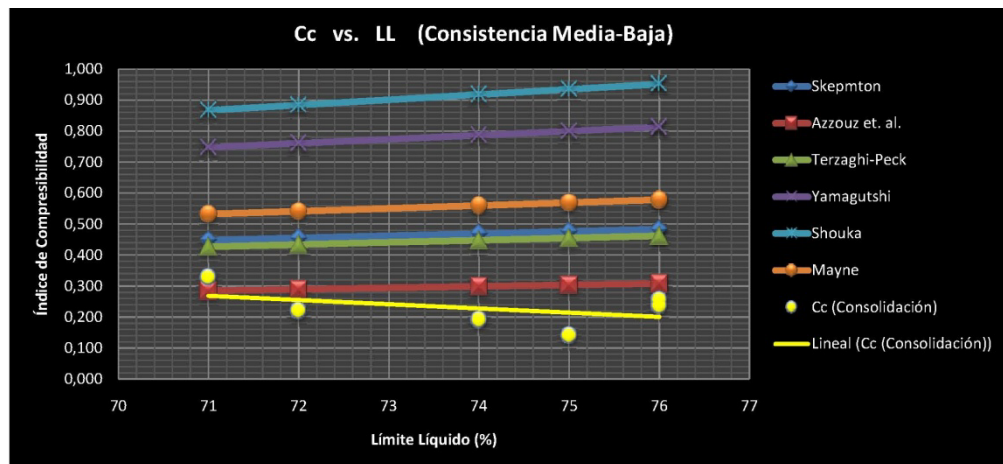
CUADRO GLOBAL DE INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS														
Sondeo Nº	Prof. (m)	C _c (Consolid)	C _c = f(Humedad Natural)				C _c = f(Índice de Plasticidad)		C _c = f(Varios Parámetros)					
			Azzouz et. al.	Azzouz et. al.	Koppula	Azzouz et. al.	Nacci	Makase	Rendon-Herrero	Nagaraj y Murty	Azzouz et. al.	Nagaraj y Murty	Koppula	Al-Khafaji
1	1	0,286	0,457	0,526	0,425	0,407	0,412	0,337	0,328	0,483	0,460	0,482	0,791	0,438
	2	0,286	0,481	0,553	0,447	0,431	0,398	0,327	0,325	0,472	0,457	0,472	0,803	0,436
	3	0,292	0,461	0,530	0,429	0,411	0,412	0,337	0,337	0,476	0,469	0,476	0,790	0,449
	4	0,280	0,437	0,503	0,406	0,387	0,370	0,306	0,313	0,457	0,443	0,456	0,748	0,422
	5	0,284	0,364	0,418	0,338	0,314	0,370	0,306	0,320	0,448	0,447	0,447	0,677	0,429
2	1	0,269	0,433	0,498	0,403	0,383	0,552	0,441	0,304	0,547	0,441	0,546	0,825	0,410
	2	0,287	0,440	0,506	0,409	0,390	0,454	0,368	0,318	0,497	0,461	0,496	0,776	0,439
	3	0,261	0,439	0,505	0,408	0,389	0,468	0,379	0,313	0,438	0,412	0,437	0,765	0,385
	4	0,320	0,491	0,565	0,457	0,441	0,398	0,327	0,377	0,464	0,515	0,464	0,802	0,501
	5	0,310	0,465	0,535	0,432	0,415	0,412	0,337	0,368	0,456	0,498	0,456	0,779	0,482
3	1	0,305	0,430	0,495	0,400	0,380	0,440	0,358	0,346	0,485	0,491	0,484	0,757	0,474
	2	0,298	0,417	0,479	0,388	0,367	0,678	0,535	0,335	0,609	0,499	0,608	0,840	0,470
	3	0,322	0,459	0,528	0,427	0,409	0,594	0,472	0,383	0,572	0,538	0,571	0,859	0,516
	4	0,300	0,459	0,528	0,427	0,409	0,496	0,400	0,358	0,481	0,486	0,480	0,798	0,466
	5	0,314	0,463	0,532	0,430	0,413	0,496	0,400	0,369	0,519	0,514	0,519	0,822	0,495
4	1	0,301	0,422	0,485	0,392	0,372	0,538	0,431	0,340	0,542	0,492	0,541	0,795	0,470
	2	0,302	0,414	0,477	0,385	0,364	0,664	0,524	0,341	0,627	0,508	0,626	0,853	0,479
	3	0,313	0,444	0,511	0,413	0,394	0,468	0,379	0,367	0,496	0,509	0,495	0,785	0,491
	4	0,303	0,455	0,523	0,423	0,405	0,496	0,400	0,355	0,514	0,494	0,513	0,814	0,472
	5	0,301	0,461	0,530	0,429	0,411	0,496	0,400	0,347	0,527	0,493	0,526	0,825	0,470
5	1	0,295	0,426	0,490	0,396	0,376	0,454	0,368	0,332	0,494	0,474	0,493	0,764	0,454
	2	0,300	0,415	0,478	0,386	0,365	0,636	0,504	0,339	0,600	0,501	0,600	0,834	0,474
	3	0,319	0,450	0,517	0,418	0,400	0,412	0,337	0,376	0,471	0,514	0,470	0,770	0,500
	4	0,304	0,451	0,519	0,420	0,401	0,426	0,348	0,355	0,453	0,486	0,453	0,761	0,470
	5	0,317	0,464	0,533	0,431	0,414	0,510	0,410	0,371	0,537	0,522	0,536	0,832	0,502

CUADRO DE INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (POR CONSISTENCIA DEL SUELO)												
Consistencia	Sondeo Nº	Prof. (m)	N _{SPT}	Cc (Consolidación)	Cc = f(Límite Líquido)					Cc = f(Índice de Plasticidad)		
					Skempton	Azzouz et. al.	Terzaghi - Peck	Yamagutshi	Shouka	Mayne	Nacci	Nakase
Baja - Media (<13 Golpes SPT)	1	2	6	0,190	0,469	0,299	0,448	0,787	0,918	0,560	0,398	0,327
	5	1	7	0,235	0,483	0,308	0,462	0,813	0,952	0,578	0,454	0,368
	1	1	9	0,255	0,483	0,308	0,462	0,813	0,952	0,578	0,412	0,337
	1	4	10	0,328	0,448	0,285	0,427	0,748	0,867	0,532	0,370	0,306
	2	1	10	0,238	0,560	0,359	0,539	0,956	1,139	0,679	0,552	0,441
	2	4	11	0,219	0,455	0,290	0,434	0,761	0,884	0,541	0,398	0,327
	1	3	12	0,140	0,476	0,304	0,455	0,800	0,935	0,569	0,412	0,337
Firme (≥ 13 Golpes SPT)	2	3	13	0,281	0,469	0,299	0,448	0,787	0,918	0,560	0,468	0,379
	2	2	14	0,209	0,483	0,308	0,462	0,813	0,952	0,578	0,454	0,368
	3	3	15	0,374	0,574	0,368	0,553	0,982	1,173	0,697	0,594	0,472
	4	3	15	0,361	0,490	0,313	0,469	0,826	0,969	0,587	0,468	0,379
	5	2	15	0,300	0,595	0,382	0,574	1,021	1,224	0,725	0,636	0,504
	5	4	15	0,358	0,448	0,285	0,427	0,748	0,867	0,532	0,426	0,348
	2	5	16	0,394	0,455	0,290	0,434	0,761	0,884	0,541	0,412	0,337
	3	1	16	0,283	0,469	0,299	0,448	0,787	0,918	0,560	0,440	0,358
	4	5	16	0,450	0,525	0,336	0,504	0,891	1,054	0,633	0,496	0,400
	5	5	16	0,458	0,532	0,340	0,511	0,904	1,071	0,642	0,510	0,410
	3	2	17	0,306	0,602	0,386	0,581	1,034	1,241	0,734	0,678	0,535
	4	4	17	0,348	0,518	0,331	0,497	0,878	1,037	0,624	0,496	0,400
	5	3	18	0,367	0,462	0,294	0,441	0,774	0,901	0,550	0,412	0,337
	1	5	19	0,180	0,441	0,281	0,420	0,735	0,850	0,523	0,370	0,306
	3	4	20	0,350	0,490	0,313	0,469	0,826	0,969	0,587	0,496	0,400
4	2	20	0,300	0,623	0,400	0,602	1,073	1,292	0,761	0,664	0,524	
4	1	21	0,241	0,532	0,340	0,511	0,904	1,071	0,642	0,538	0,431	
3	5	22	0,466	0,518	0,331	0,497	0,878	1,037	0,624	0,496	0,400	

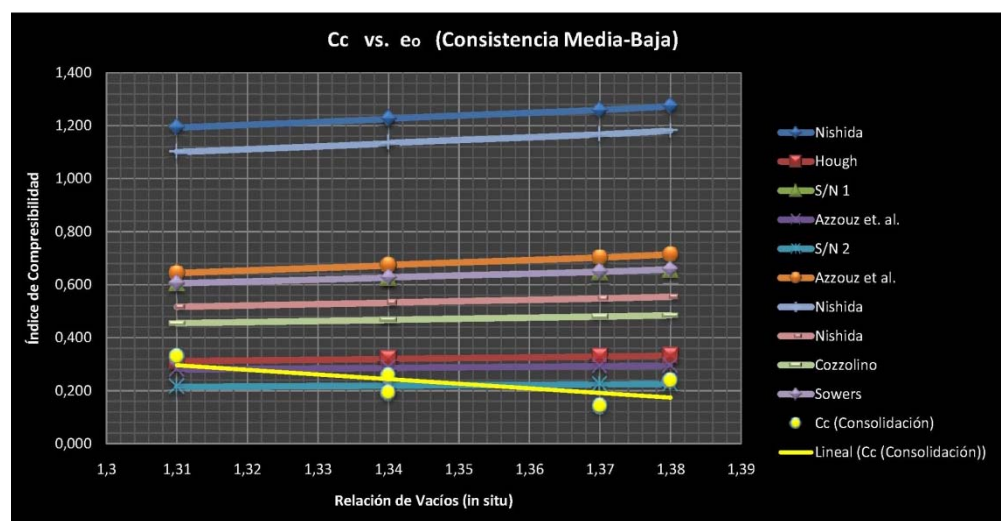
CUADRO DE INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (POR CONSISTENCIA DEL SUELO)													
Consistencia	Sondeo Nº	Prof. (m)	N _{SPT}	Cc (Consolidación)	Cc = f(Humedad Natural)				Cc = f(Varios Parámetros)				
					Azouz et al.	Koppula	Azouz et al.	Rendon-Herrero	Nagaraj y Murthy	Azouz et al.	Nagaraj y Murthy	Koppula	Al-Khatibji
Baja - Media (< 13 Golpes SPT)	1	2	6	0,190	0,481	0,553	0,447	0,431	0,325	0,472	0,457	0,472	0,803
	5	1	7	0,235	0,426	0,490	0,396	0,376	0,332	0,494	0,474	0,493	0,764
	1	1	9	0,255	0,457	0,526	0,425	0,407	0,328	0,483	0,460	0,482	0,791
	1	4	10	0,328	0,437	0,503	0,406	0,387	0,313	0,457	0,443	0,456	0,748
	2	1	10	0,238	0,433	0,498	0,403	0,383	0,304	0,547	0,441	0,546	0,825
	2	4	11	0,219	0,491	0,565	0,457	0,441	0,377	0,464	0,515	0,464	0,802
	1	3	12	0,140	0,461	0,530	0,429	0,411	0,337	0,476	0,469	0,476	0,790
	2	3	13	0,281	0,439	0,505	0,408	0,389	0,313	0,438	0,412	0,437	0,765
	2	2	14	0,209	0,440	0,506	0,409	0,390	0,318	0,497	0,461	0,496	0,776
	3	3	15	0,374	0,459	0,528	0,427	0,409	0,383	0,572	0,538	0,571	0,859
Firme (≥ 13 Golpes SPT)	4	3	15	0,361	0,444	0,511	0,413	0,394	0,367	0,496	0,509	0,495	0,785
	5	2	15	0,300	0,415	0,478	0,386	0,365	0,339	0,600	0,501	0,600	0,834
	5	4	15	0,358	0,451	0,519	0,420	0,401	0,355	0,453	0,486	0,453	0,761
	2	5	16	0,394	0,465	0,535	0,432	0,415	0,368	0,456	0,498	0,456	0,779
	3	1	16	0,283	0,430	0,495	0,400	0,380	0,346	0,485	0,491	0,484	0,757
	4	5	16	0,450	0,461	0,530	0,429	0,411	0,347	0,527	0,493	0,526	0,825
	5	5	16	0,458	0,464	0,533	0,431	0,414	0,371	0,537	0,522	0,536	0,832
	3	2	17	0,306	0,417	0,479	0,388	0,367	0,335	0,609	0,499	0,608	0,840
	4	4	17	0,348	0,455	0,523	0,423	0,405	0,355	0,514	0,494	0,513	0,814
	5	3	18	0,367	0,450	0,517	0,418	0,400	0,376	0,471	0,514	0,470	0,770
	1	5	19	0,180	0,364	0,418	0,338	0,314	0,320	0,448	0,447	0,447	0,677
	3	4	20	0,350	0,459	0,528	0,427	0,409	0,358	0,481	0,486	0,480	0,798
	4	2	20	0,300	0,414	0,477	0,385	0,364	0,341	0,627	0,508	0,626	0,853
	4	1	21	0,241	0,422	0,485	0,392	0,372	0,340	0,542	0,492	0,541	0,795
	3	5	22	0,466	0,463	0,532	0,430	0,413	0,369	0,519	0,514	0,519	0,822

CUADRO DE INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS (POR CONSISTENCIA DEL SUELO)														
Consistencia	Sondeo Nº	Prof. (m)	N _{SPT}	Cc (Consolidación)	Cc = f(Relación de Vacíos)									
					Nishida	Hough	S/N 1	Azzouz et. al.	S/N2	Azzouz et. al.	Nishida	Nishida	Cozzolino	Sowers
Baja - Media (<13 Golpes SPT)	1	2	6	0,190	1,225	0,320	0,626	0,286	0,219	0,672	1,133	0,532	0,467	0,626
	5	1	7	0,235	1,273	0,332	0,658	0,295	0,226	0,715	1,181	0,555	0,485	0,658
	1	1	9	0,255	1,227	0,320	0,628	0,286	0,219	0,674	1,135	0,533	0,467	0,628
	1	4	10	0,328	1,193	0,311	0,605	0,280	0,215	0,644	1,101	0,517	0,455	0,605
	2	1	10	0,238	1,132	0,295	0,566	0,269	0,206	0,591	1,040	0,488	0,432	0,566
	2	4	11	0,219	1,411	0,368	0,748	0,320	0,244	0,835	1,319	0,619	0,536	0,748
	1	3	12	0,140	1,259	0,329	0,649	0,292	0,224	0,702	1,167	0,548	0,479	0,649
	2	3	13	0,281	1,084	0,283	0,535	0,261	0,200	0,550	0,992	0,466	0,414	0,535
	2	2	14	0,209	1,231	0,321	0,630	0,287	0,220	0,677	1,139	0,535	0,469	0,630
	3	3	15	0,374	1,426	0,372	0,757	0,322	0,246	0,848	1,334	0,626	0,542	0,757
	4	3	15	0,361	1,376	0,359	0,725	0,313	0,239	0,805	1,284	0,603	0,523	0,725
	5	2	15	0,300	1,302	0,340	0,677	0,300	0,229	0,740	1,210	0,568	0,495	0,677
Firme ($> = 13$ Golpes SPT)	5	4	15	0,358	1,326	0,346	0,693	0,304	0,233	0,761	1,234	0,580	0,505	0,693
	2	5	16	0,394	1,357	0,354	0,713	0,310	0,237	0,788	1,265	0,594	0,516	0,713
	3	1	16	0,283	1,332	0,347	0,696	0,305	0,233	0,766	1,240	0,582	0,507	0,696
	4	5	16	0,450	1,309	0,342	0,681	0,301	0,230	0,746	1,217	0,572	0,498	0,681
	5	5	16	0,458	1,397	0,364	0,738	0,317	0,242	0,823	1,305	0,613	0,531	0,738
	3	2	17	0,306	1,291	0,337	0,669	0,298	0,228	0,730	1,199	0,563	0,491	0,669
	4	4	17	0,348	1,316	0,343	0,686	0,303	0,231	0,752	1,224	0,575	0,501	0,686
	5	3	18	0,367	1,406	0,367	0,745	0,319	0,244	0,831	1,314	0,617	0,534	0,745
	1	5	19	0,180	1,211	0,316	0,618	0,284	0,217	0,661	1,119	0,526	0,462	0,618
	3	4	20	0,350	1,304	0,340	0,678	0,300	0,230	0,742	1,212	0,569	0,496	0,678
	4	2	20	0,300	1,311	0,342	0,682	0,302	0,231	0,747	1,219	0,572	0,499	0,682
	4	1	21	0,241	1,305	0,340	0,679	0,301	0,230	0,743	1,213	0,570	0,497	0,679
	3	5	22	0,466	1,378	0,360	0,726	0,314	0,240	0,807	1,286	0,604	0,524	0,726

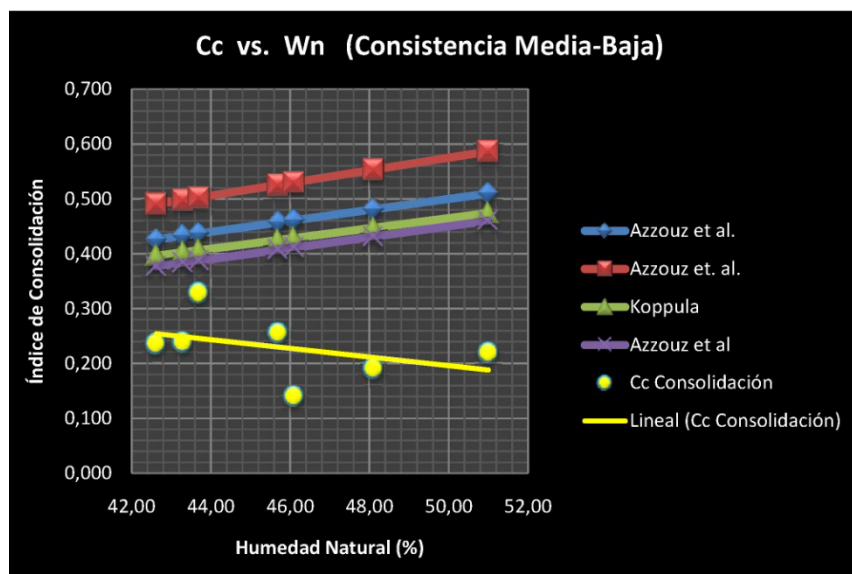
CONSISTENCIA DEL SUELO (MEDIA-BAJA)										
Sondeo Nº	Prof. (m)	N _{SPT}	Limite Líquido	Cc (Consolidación)	Cc = f(Limite Líquido)					
					Skempton	Azzouz et. al.	Terzaghi - Peck	Yamagutshi	Shouka	Mayne
1	4	10	71	0,328	0,448	0,285	0,427	0,748	0,867	0,532
2	4	11	72	0,219	0,455	0,290	0,434	0,761	0,884	0,541
1	2	6	74	0,190	0,469	0,299	0,448	0,787	0,918	0,560
1	3	12	75	0,140	0,476	0,304	0,455	0,800	0,935	0,569
5	1	7	76	0,235	0,483	0,308	0,462	0,813	0,952	0,578
1	1	9	76	0,255	0,483	0,308	0,462	0,813	0,952	0,578



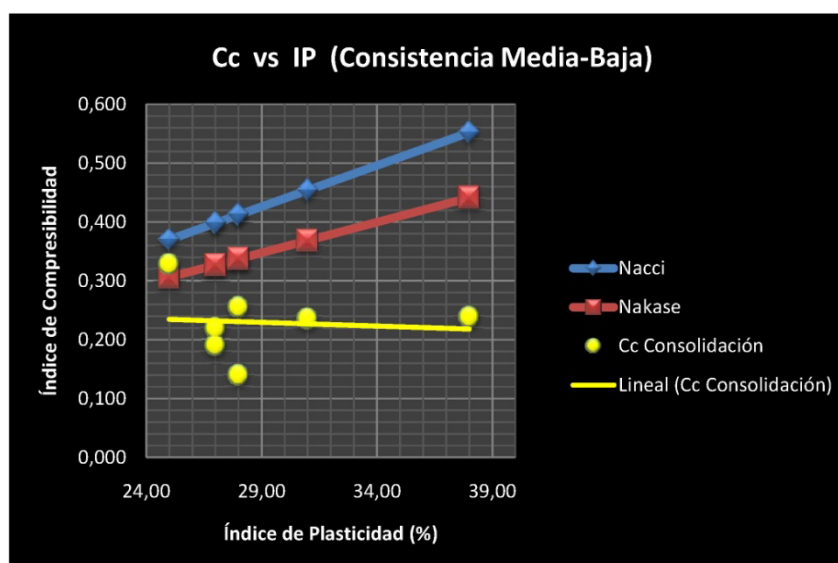
CONSISTENCIA DEL SUELO (MEDIA-BAJA)														
Sondeo Nº	Prof. (m)	N _{SPT}	Relación de Vacíos	Cc (Consolidación)	Cc = f(Relación de Vacíos)									
					Nishida	Hough	S/N 1	Azzouz et. al.	S/N 2	Azzouz et. al.	Nishida	Nishida	Cozzolino	Sowers
1	4	10	1,31	0,3275	1,193	0,311	0,605	0,280	0,215	0,644	1,101	0,517	0,455	0,605
1	2	6	1,34	0,1904	1,225	0,320	0,626	0,286	0,219	0,672	1,133	0,532	0,467	0,626
1	1	9	1,34	0,2549	1,227	0,320	0,628	0,286	0,219	0,674	1,135	0,533	0,467	0,628
1	3	12	1,37	0,1404	1,259	0,329	0,649	0,292	0,224	0,702	1,167	0,548	0,479	0,649
5	1	7	1,38	0,2353	1,273	0,332	0,658	0,295	0,226	0,715	1,181	0,555	0,485	0,658



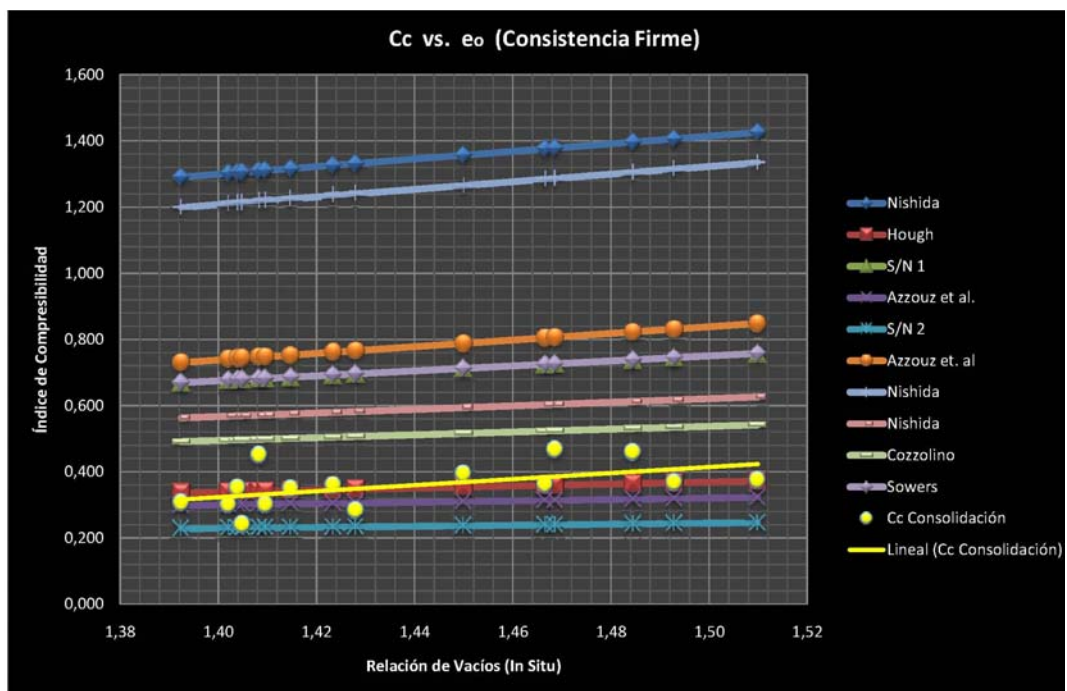
CONSISTENCIA DEL SUELO (MEDIA-BAJA)								
Sondeo Nº	Prof. (m)	N _{SPT}	Humedad Natural	Cc (Consolidación)	Cc = f(Humedad Natural)			
					Azzouz et. al.	Azzouz et. al.	Koppula	Azzouz et. al.
5	1	7	42,63	0,235	0,426	0,490	0,396	0,376
2	1	10	43,30	0,238	0,433	0,498	0,403	0,383
1	4	10	43,70	0,328	0,437	0,503	0,406	0,387
1	1	9	45,70	0,255	0,457	0,526	0,425	0,407
1	3	12	46,10	0,140	0,461	0,530	0,429	0,411
1	2	6	48,10	0,190	0,481	0,553	0,447	0,431
2	4	11	51,00	0,219	0,510	0,587	0,474	0,460



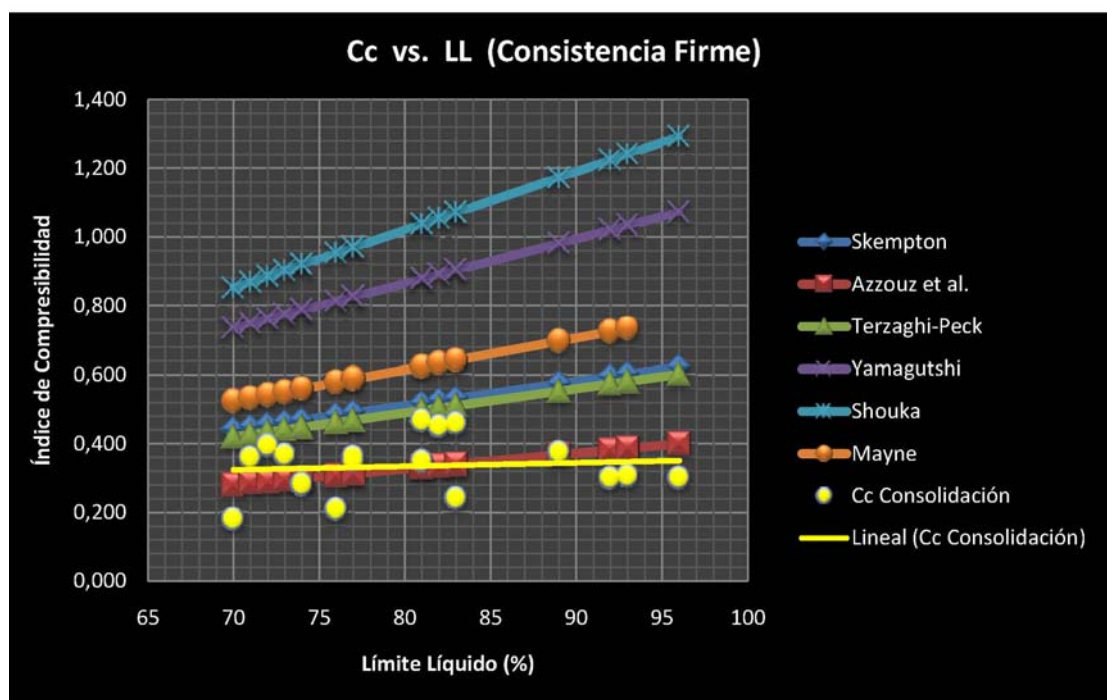
CONSISTENCIA DEL SUELO (MEDIA-BAJA)						
Sondeo Nº	Prof. (m)	N _{SPT}	Índice de Plasticidad	Cc (Consolidación)	Cc = f(Índice de Plasticidad)	
					Nacci	Nakase
1	4	10	25,00	0,33	0,370	0,306
1	2	6	27,00	0,19	0,398	0,327
2	4	11	27,00	0,22	0,398	0,327
1	1	9	28,00	0,25	0,412	0,337
1	3	12	28,00	0,14	0,412	0,337
5	1	7	31,00	0,24	0,454	0,368
2	1	10	38,00	0,24	0,552	0,441



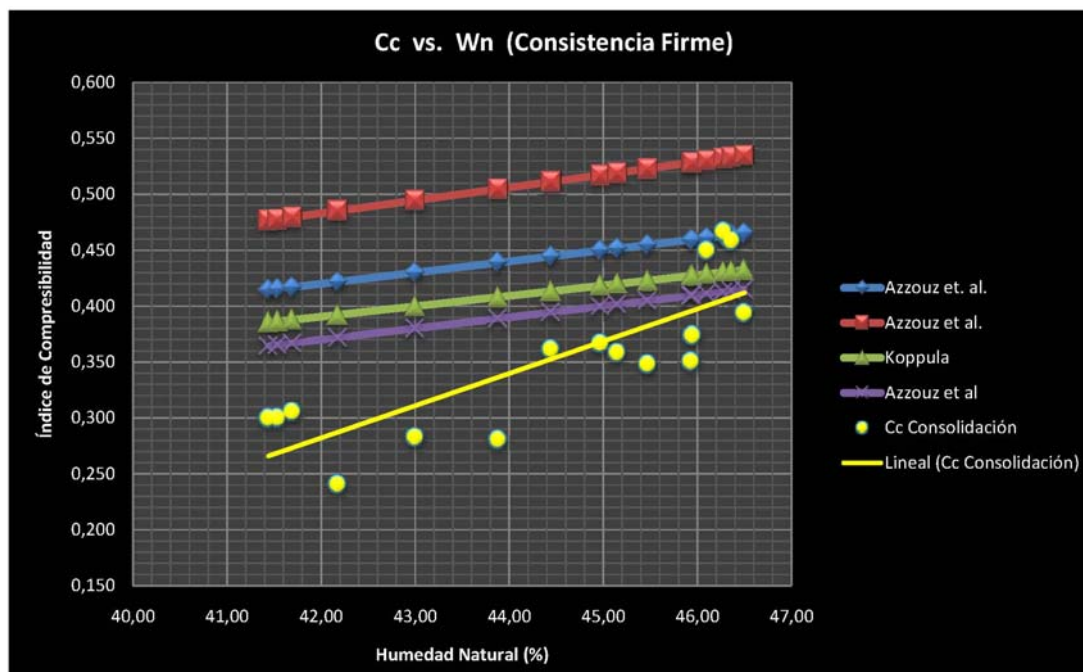
CONSISTENCIA DEL SUELO (FIRME)										
Sondeo Nº	Prof. (m)	NSPT	Límite Líquido	Cc (Consolidación)	Cc = f(Límite Líquido)					
					Skempton	Azzouz et. al.	Terzaghi - Peck	Yamagutshi	Shouka	Mayne
1	5	19	70	0,180	0,441	0,281	0,420	0,735	0,850	0,523
5	4	15	71	0,358	0,448	0,285	0,427	0,748	0,867	0,532
2	5	16	72	0,394	0,455	0,290	0,434	0,761	0,884	0,541
5	3	18	73	0,367	0,462	0,294	0,441	0,774	0,901	0,550
2	3	13	74	0,281	0,469	0,299	0,448	0,787	0,918	0,560
3	1	16	74	0,283	0,469	0,299	0,448	0,787	0,918	0,560
2	2	14	76	0,209	0,483	0,308	0,462	0,813	0,952	0,578
4	3	15	77	0,361	0,490	0,313	0,469	0,826	0,969	0,587
3	4	20	77	0,350	0,490	0,313	0,469	0,826	0,969	0,587
4	4	17	81	0,348	0,518	0,331	0,497	0,878	1,037	0,624
3	5	22	81	0,466	0,518	0,331	0,497	0,878	1,037	0,624
4	5	16	82	0,450	0,525	0,336	0,504	0,891	1,054	0,633
5	5	16	83	0,458	0,532	0,340	0,511	0,904	1,071	0,642
4	1	21	83	0,241	0,532	0,340	0,511	0,904	1,071	0,642
3	3	15	89	0,374	0,574	0,368	0,553	0,982	1,173	0,697
5	2	15	92	0,300	0,595	0,382	0,574	1,021	1,224	0,725
3	2	17	93	0,306	0,602	0,386	0,581	1,034	1,241	0,734
4	2	20	96	0,300	0,623	0,400	0,602	1,073	1,292	0,761



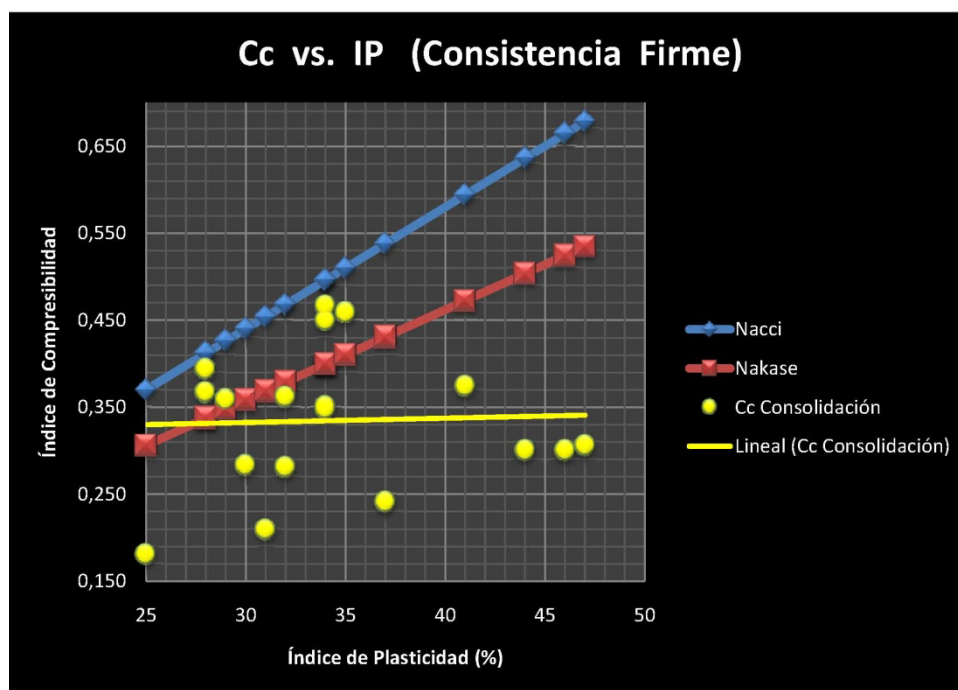
CONSISTENCIA DEL SUELO (FIRME)														
Sondeo Nº	Prof. (m)	N _{SPT}	Relación de Vacíos (In Situ)	Cc (Consolidación)	Cc = f(Relación de Vacíos)									
					Nishida	Hough	S/N 1	Azzouz et. al.	S/N2	Azzouz et. al.	Nishida	Nishida	Cozzolino	Sowers
3	2	17	1,39	0,306	1,291	0,337	0,669	0,298	0,228	0,730	1,199	0,563	0,491	0,669
5	2	15	1,40	0,300	1,302	0,340	0,677	0,300	0,229	0,740	1,210	0,568	0,495	0,677
3	4	20	1,40	0,350	1,304	0,340	0,678	0,300	0,230	0,742	1,212	0,569	0,496	0,678
4	1	21	1,40	0,241	1,305	0,340	0,679	0,301	0,230	0,743	1,213	0,570	0,497	0,679
4	5	16	1,41	0,450	1,309	0,342	0,681	0,301	0,230	0,746	1,217	0,572	0,498	0,681
4	2	20	1,41	0,300	1,311	0,342	0,682	0,302	0,231	0,747	1,219	0,572	0,499	0,682
4	4	17	1,41	0,348	1,316	0,343	0,686	0,303	0,231	0,752	1,224	0,575	0,501	0,686
5	4	15	1,42	0,358	1,326	0,346	0,693	0,304	0,233	0,761	1,234	0,580	0,505	0,693
3	1	16	1,43	0,283	1,332	0,347	0,696	0,305	0,233	0,766	1,240	0,582	0,507	0,696
2	5	16	1,45	0,394	1,357	0,354	0,713	0,310	0,237	0,788	1,265	0,594	0,516	0,713
4	3	15	1,47	0,361	1,376	0,359	0,725	0,313	0,239	0,805	1,284	0,603	0,523	0,725
3	5	22	1,47	0,466	1,378	0,360	0,726	0,314	0,240	0,807	1,286	0,604	0,524	0,726
5	5	16	1,48	0,458	1,397	0,364	0,738	0,317	0,242	0,823	1,305	0,613	0,531	0,738
5	3	18	1,49	0,367	1,406	0,367	0,745	0,319	0,244	0,831	1,314	0,617	0,534	0,745
3	3	15	1,51	0,374	1,426	0,372	0,757	0,322	0,246	0,848	1,334	0,626	0,542	0,757



CONSISTENCIA DEL SUELO (FIRME)								
Sondeo Nº	Prof. (m)	NSPT	Humedad Natural	Cc (Consolidación)	Cc = f(Humedad Natural)			
					Azzouz et. al.	Azzouz et. al.	Koppula	Azzouz et. al.
4	2	20	41,44	0,300	0,414	0,477	0,385	0,364
5	2	15	41,54	0,300	0,415	0,478	0,386	0,365
3	2	17	41,69	0,306	0,417	0,479	0,388	0,367
4	1	21	42,18	0,241	0,422	0,485	0,392	0,372
3	1	16	43,00	0,283	0,430	0,495	0,400	0,380
2	3	13	43,88	0,281	0,439	0,505	0,408	0,389
4	3	15	44,44	0,361	0,444	0,511	0,413	0,394
5	3	18	44,97	0,367	0,450	0,517	0,418	0,400
5	4	15	45,15	0,358	0,451	0,519	0,420	0,401
4	4	17	45,47	0,348	0,455	0,523	0,423	0,405
3	4	20	45,93	0,350	0,459	0,528	0,427	0,409
3	3	15	45,95	0,374	0,459	0,528	0,427	0,409
4	5	16	46,10	0,450	0,461	0,530	0,429	0,411
3	5	22	46,28	0,466	0,463	0,532	0,430	0,413
5	5	16	46,36	0,458	0,464	0,533	0,431	0,414
2	5	16	46,50	0,394	0,465	0,535	0,432	0,415



CONSISTENCIA DEL SUELO (FIRME)						
Sondeo Nº	Prof. (m)	NSPT	Índice de Plasticidad	Cc (Consolidación)	Cc = f(Índice de Plasticidad)	
					Nacci	Nakase
1	5	19	25	0,180	0,370	0,306
2	5	16	28	0,394	0,412	0,337
5	3	18	28	0,367	0,412	0,337
5	4	15	29	0,358	0,426	0,348
3	1	16	30	0,283	0,440	0,358
2	2	14	31	0,209	0,454	0,368
2	3	13	32	0,281	0,468	0,379
4	3	15	32	0,361	0,468	0,379
4	5	16	34	0,450	0,496	0,400
4	4	17	34	0,348	0,496	0,400
3	4	20	34	0,350	0,496	0,400
3	5	22	34	0,466	0,496	0,400
5	5	16	35	0,458	0,510	0,410
4	1	21	37	0,241	0,538	0,431
3	3	15	41	0,374	0,594	0,472
5	2	15	44	0,300	0,636	0,504
4	2	20	46	0,300	0,664	0,524
3	2	17	47	0,306	0,678	0,535



CAPITULO 6 CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA

6.1 CAPACIDAD PORTANTE

En cimentaciones se denomina **capacidad portante** a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Por tanto la capacidad portante admisible debe estar basada en uno de los siguientes criterios funcionales:

- Si la función del terreno de cimentación es soportar una determinada tensión independientemente de la deformación, la capacidad portante se denominará carga de hundimiento.
- Si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al terreno y la deformación sufrida por éste, deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible.

De manera análoga, la expresión **capacidad portante** se utiliza en las demás ramas de la ingeniería para referir a la capacidad de una estructura para soportar las cargas aplicadas sobre la misma.

6.2 CAPACIDAD DE CARGA A CORTO Y A LARGO PLAZO

Las propiedades mecánicas de un terreno suelen diferir frente a cargas que varían (casi) instantáneamente y cargas casi permanentes. Esto se debe a que los terrenos son porosos, y estos poros pueden estar total o parcialmente saturados de agua. En general los terrenos se comportan de manera más rígida frente a cargas de variación casi instantánea ya que éstas aumentan la presión intersticial, sin producir el desalojo de una cantidad apreciable de agua. En cambio bajo cargas permanentes la diferencia de presión intersticial entre diferentes partes del terreno produce el drenaje de algunas zonas.

En el cálculo o comprobación de la capacidad portante de un terreno sobre el que existe una construcción debe atenderse al **corto plazo (caso sin drenaje)** y al largo plazo (con drenaje). En el comportamiento a corto plazo se desprecian todos los términos excepto la cohesión última, mientras que en la capacidad portante a **largo plazo (caso con drenaje)** es importante también en rozamiento interno del terreno y su peso específico.

6.3 FÓRMULA DE TERZAGHI

Karl von Terzaghi (1943) propuso una fórmula sencilla para la carga máxima que podría soportar una cimentación continua con carga vertical centrada,¹ apoyada sobre la superficie de un suelo dada por:

$$P_u = \frac{1}{2} \left[(q + \gamma b) N_q + c N_c \right]$$

Donde:

P_u , carga vertical máxima por unidad de longitud.

q , sobrecarga sobre el terreno adyacente a la cimentación.

c , cohesión del terreno.

b , ancho transversal de la cimentación

γ , peso específico del terreno.

$N_q(\varphi), N_c(\varphi), N_\gamma(\varphi)$, coeficientes dependientes de ángulo de rozamiento interno, para las que Terzaghi sugirió algunas aproximaciones particulares, como por ejemplo:

Anteriormente Prandtl (1920) había resuelto el problema para una cimentación de longitud infinita y ancho b sobre un terreno arcilloso con ángulo de rozamiento nulo y peso despreciable, obteniendo:

$$(Nc, Nq, N\gamma) = (2 + \pi, 1, 1) \Rightarrow \frac{Pu}{b} = (2 + \pi)c + q$$

La fórmula de Terzaghi por tanto generaliza el cálculo de Prandtl para la capacidad portante a corto plazo. La fórmula (1) es aplicable tanto al largo plazo como a corto plazo:

Capacidad portante a corto plazo o no-drenada. En este caso se puede tomar $Nq \approx 1$ y se puede despreciar el peso del terreno, pero debe tomarse como cohesión como la resistencia al corte no $C=C_D$ drenada

Capacidad portante a largo plazo o drenada. En este caso se toma la cohesión como resistencia al corte drenada, y debe considerarse las variables como función del ángulo de rozamiento interno.

La fórmula de Prandtl fue mejorada por Skempton para tener en cuenta la longitud finita (L) de las cimentaciones rectangulares reales, y el hecho de que se encuentran a una profundidad finita (D), la fórmula Skempton es:

$$Pu \approx 5c \left(1 + 0.2 \frac{b}{L} \right) \left(1 + 0.2 \frac{D}{L} \right) + q$$

6.4 FÓRMULA DE BRINCH-HANSEN

La fórmula obtenida por el ingeniero danés J. Brinch Hansen es una generalización que incluye como casos particulares la fórmula de Terzaghi y la fórmula de Skempton. Esa fórmula incluye además de los efectos de forma y profundidad considerados elementalmente por Skempton los factores de inclinación de la carga, usando una fórmula de mayor rango de aplicabilidad. La expresión Brinch-Hansen (1961) es:

$$Pu = \frac{\gamma^b}{2} N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + q N_q s_q d_q i_q + c N_c s_c d_c i_c$$

Donde $N_\gamma, N_q, N_c; b, c, \gamma$ tienen los mismos significados que en la Fórmula de Terzaghi y el resto de parámetros son funciones del ángulo de rozamiento interno:

s_γ, s_q, s_c son los factores de forma.

d_γ, d_q, d son los factores de profundidad.

i_γ, i_q, i son los factores de inclinación de la carga.

Para los parámetros $N_j = N_j(\varphi)$ Brinch Hansen propuso las siguientes expresiones en términos de ángulo de rozamiento interno:

$$N_q = c^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right); \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}; \quad N_\gamma = (2N_q + 1) \tan \varphi$$

El resto de factores adicionales en la fórmula de Brinch-Hansen se explican a continuación.

6.4.1 Factores de forma y profundidad

Para los factores de forma para una cimentación rectangular $b \times L$ se tiene³⁹:

$$F_s = \left(1 + \frac{L}{b} \right) \left(1 + \frac{b}{L} \right) \left(1 + \frac{L}{b} \right) \left(1 + \frac{b}{L} \right)$$

Los factores de profundidad cuando entre la base de cimentación y la superficie del terreno existe una distancia vertical D , vienen dados por las expresiones⁴⁰:

$$F_d = \left(1 + \frac{D}{L} \right) \left(1 + \frac{D}{L} \right)$$

6.4.2 Factores de inclinación de la carga

Para estos factores Binch Hansen proporcionó ecuaciones exactas que requería resolver la ecuación trigonométrica compleja para α :

³⁹ E. Schultze: "Der Widerstand des Baugrundes gegen schräge Sohlpressungen", *Bautechnik*, 1952, Heft 12.

⁴⁰ G. G. Meyerhoff: "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads", *Proceedings of Third International Conference in Soil Mechanics*, Vol. I, Zürich, 1953.

$$\tan\left(\alpha + \frac{\varphi}{2}\right) = - \frac{\tan \delta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \delta}{\tan^2 \varphi}}}{1 + \frac{\tan \delta}{\sin \varphi}}$$

Y donde δ se deduce del diagrama de rotura pertinente. La expresión del primer factor de inclinación viene dado por:

$$i_q \frac{1 + \sin \varphi \sin(2\alpha - \varphi)}{1 + \sin \varphi} e^{(\pi/2 + \varphi - 2\alpha) \tan \delta} \approx \left(1 - \frac{H}{V + cLb \cot \varphi}\right)^2$$

Donde:

H, V Son las componentes horizontal y vertical de la carga,

C, φ la cohesión del terreno y su ángulo de rozamiento interno,

L, b Son las dimensiones rectangulares de la cimentación.

Los otros dos factores de inclinación de la carga son simplemente:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi} ; \quad i_\gamma = i \frac{3/2}{q}$$

6.4.3 Cálculo a largo/corto plazo

La fórmula de Binch-Hansen generaliza la fórmula de Terzaghi es igualmente aplicable tanto al largo plazo como a corto plazo:

- **Capacidad portante a largo plazo o drenada.** En este caso se toma la cohesión como resistencia al corte drenada, y debe considerarse las variables como función del ángulo de rozamiento interno.
- **Capacidad portante a corto plazo o no-drenada.** En este caso se puede tomar $\sigma_v = \sigma_h$ y se puede despreciar el peso del terreno, pero debe tomarse como cohesión como la resistencia al corte no drenada $c = c_u$. Las expresiones en el caso no-drenado son considerablemente más simples al no intervenir en ellas el ángulo de rozamiento interno.⁴¹

Corrección del Número de Golpes del Ensayo de Penetración Estándar

Para el cálculo de correlaciones de la cohesión en función del número de golpes del Ensayo de Penetración Estándar, se debe realizar la corrección del N_{SPT} , obteniendo un número de golpes corregido denominado N_{60} .

La fórmula que se debe emplear para el cálculo de N_{60} es la siguiente:

$$N_{60} = \frac{N_{SPT}}{C_N}$$

Donde:

- C_N un factor de corrección que se lo puede obtener mediante varios autores, como por ejemplo:

Liao y Whitman (1986):

—
—

⁴¹ http://es.wikipedia.org/wiki/Capacidad_portante

Skempton (1986): $C_{N2} = \frac{2}{1+\sigma'_v}$

Seed (1975): $C_{N3} = 1 - 1.25 \log \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_1} \right)$

Peck (1974): $C_{N4} = 0.77 \log \left(\frac{20}{\sigma'_v} \right)$

σ'_v = esfuerzo efectivo vertical (ton/m²)

σ'_1 = 1 (ton/m²)

- η_1 es un factor de corrección que considera la energía del martillo dependiendo del tipo de martillo (El martillo puede ser de seguridad, donut, donut automático, etc). Este factor es calculado mediante la ecuación:

$$\eta_1 = \frac{Er}{Er_b}$$

Según Skempton E_{rb} tiene un valor de 60, mientras que E_r se lo encuentra en tablas, para lo que se debe conocer el tipo de martillo empleado en el Ensayo de Penetración Estándar.

- η_2 es un factor que hace referencia a la longitud de tubo.

$$0-4 \text{ m } \eta_2 = 0,75$$

$$4-6 \text{ m } \eta_2 = 0,85$$

$$6-10 \text{ m } \eta_2 = 0,95$$

$$> 10 \text{ m } \eta_2 = 1,00$$

- η_3 es un factor de corrección que toma en cuenta la utilización del forro y el tipo de suelo que se está ensayando.

$$\text{Sin Forro } \eta_3 = 1,00$$

Con forro (arena densa o arcilla) $\eta_3 = 0,80$

Con Forro (arena suelta) $\eta_3 = 0,90$

- η_4 es un factor de corrección que toma en cuenta el diámetro del hueco de perforación.

60-120 mm $\eta_4 = 1,00$

150 mm $\eta_4 = 1,05$

200 mm $\eta_4 = 1,15$

- N es el número de golpes obtenidos mediante el Ensayo de Penetración Estándar.

Factors η_i For Eq. (3-3)*

Hammer for η_1					Remarks
Average energy ratio E_r					
Country	Donut		Safety		R-P = Rope-pulley or cathead $\eta_1 = E_r/E_{rb} = E_r/70$ For U.S. trip/auto w/ $E_r = 80$ $\eta_1 = 80/70 = 1.14$
	R-P	Trip	R-P	Trip/Auto	
United States/ North America	45	—	70–80	80–100	
Japan	67	78	—	—	
United Kingdom	—	—	50	60	
China	50	60	—	—	
Rod length correction η_2					
	Length	> 10 m	$\eta_2 = 1.00$		N is too high for $L < 10$ m
		6–10	$= 0.95$		
		4–6	$= 0.85$		
		0–4	$= 0.75$		
Sampler correction η_3					
		Without liner	$\eta_3 = 1.00$		Base value
	With liner:	Dense sand, clay	$= 0.80$		N is too high with liner
		Loose sand	$= 0.90$		
Borehole diameter correction η_4					
	Hole diameter:†	60–120 mm	$\eta_4 = 1.00$		Base value; N is too small
		150 mm	$= 1.05$		when there is an oversize hole
		200 mm	$= 1.15$		

* Data synthesized from Riggs (1986), Skempton (1986), Schmertmann (1978a) and Seed et al. (1985).

† $\eta_4 = 1.00$ for all diameter hollow-stem augers where SPT is taken through the stem.

42

Correlaciones de Cohesión en Función del Número de Golpes del SPT

Las correlaciones que se van a analizar dentro de la presente investigación son las siguientes:

- $C_u = K \cdot N_{60}$ Stroud (1974)

Donde K está comprendida entre un rango de 3,5 – 6,5 KN/m^2

- $C_u = 29 \cdot (N_{60})^{0.72}$ Hara Et. Al. (1971)

⁴² Bowles Joseph E., Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill, 5ed, Peoria, 1996, 1175p., pag 159

CAPITULO 7 TRABAJO DE LABORATORIO

7.1 ENSAYO TRIAXIAL

Debido a que el suelo es un material tan complejo, ninguna prueba bastará por si sola para estudiar todos los aspectos importantes del comportamiento esfuerzo-deformación.

El ensayo Triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga.

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.

7.2 APLICACIONES

7.2.1. En Fundaciones

Para fundaciones colocadas en terrenos arcillosos, la condición inmediatamente después de completar la construcción, es casi siempre la

más crítica. Esto es porque la carga completa es aplicada al terreno y éste no ha tenido tiempo para ganar la resistencia adicional por consolidación. Por estas condiciones la resistencia al corte es determinada por pruebas al corte Triaxial. Para pequeños proyectos sobre los cuales el gasto de un programa de ensayos no se justifica, la capacidad de carga en suelos de arcilla saturada se puede calcular con el ensayo C.N.C.

7.2.2 Estabilidad en Taludes

En cualquier caso de construcción de taludes, sean estos hechos por la mano del hombre o formados naturalmente en faldas de montaña o bordes de río, se tiene por resultado componentes gravitacionales del peso que tienden a movilizar el suelo desde un nivel más alto hasta uno más bajo. La filtración puede ser una causa muy importante para movilizar el suelo cuando el agua está presente, estas fuerzas variantes producen esfuerzos cortantes en la masa del suelo, y ocurrirá movimiento, a menos que la resistencia al corte sobre cada posible superficie de falla a través de la masa sea mayor que el esfuerzo actuante.

7.2.3 Empujes

Al proyectarse estructuras de sostenimiento, debe asegurarse solamente que no solo se produzca el colapso o falla. Desplazamientos de varios

centímetros no suelen tener importancia, siempre que se asegure que no se producirán repentinamente desplazamientos más grandes. Por ello el método para el proyecto de estructuras de retención suele consistir en estudiar las condiciones que existirán en una condición de falla, introduciendo factores de seguridad convenientes, para evitar el colapso.

Una solución completa y exacta para un caso activo o pasivo de equilibrio límite, debe cumplir las siguientes condiciones:

- Cada punto del terreno debe estar en equilibrio.
- La condición de falla Mohr - Coulomb debe cumplirse en todos los puntos.
- Los esfuerzos al interior de la masa deben estar en equilibrio con los exteriores.

7.2.3.1 Esfuerzos principales

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.

Muchos de los problemas de mecánica de suelos son considerados en dos dimensiones, y solo son usadas las tensiones principales mayor y menor. A la influencia de la tensión principal intermedia se le resta importancia.

7.2.4 Circulo de Mohr

Representación grafica 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 15 y 16.

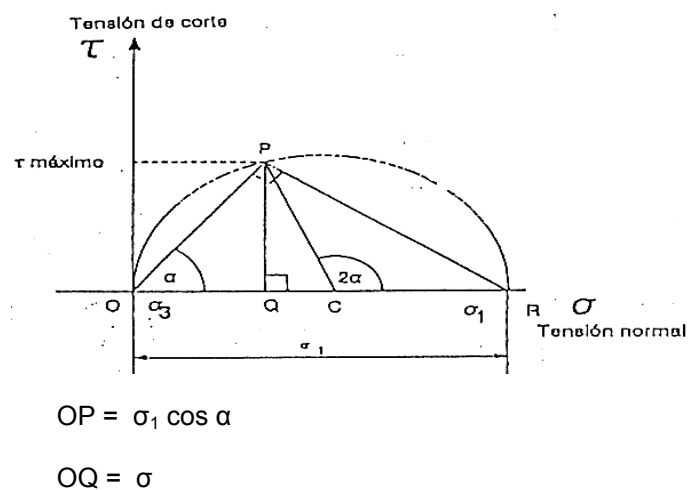


Figura 15 Diagrama de Mohr para compresión uniaxial

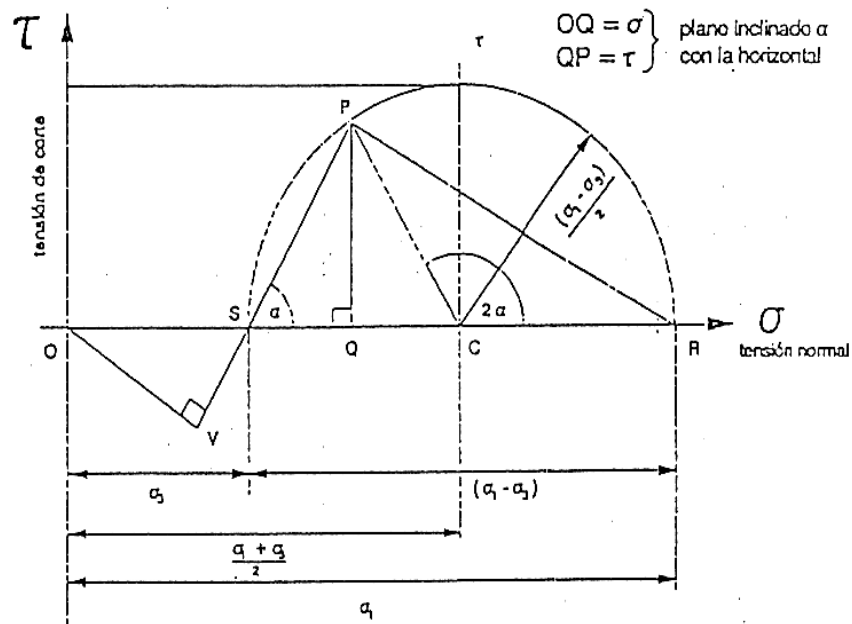


Fig16

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 σ_3 y σ_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 2α con respecto a la horizontal. En un plano inclinado de α , 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:

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

- 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° con respecto a la horizontal.

- El centro del círculo **C**, esta a una distancia:

$$OC = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, \text{ desde el origen}$$

7.2.4.1 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 σ_3 (Fig. 17). Esta actúa igualmente en todas las direcciones, así las tensiones radial y axial serán igual a σ_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**.

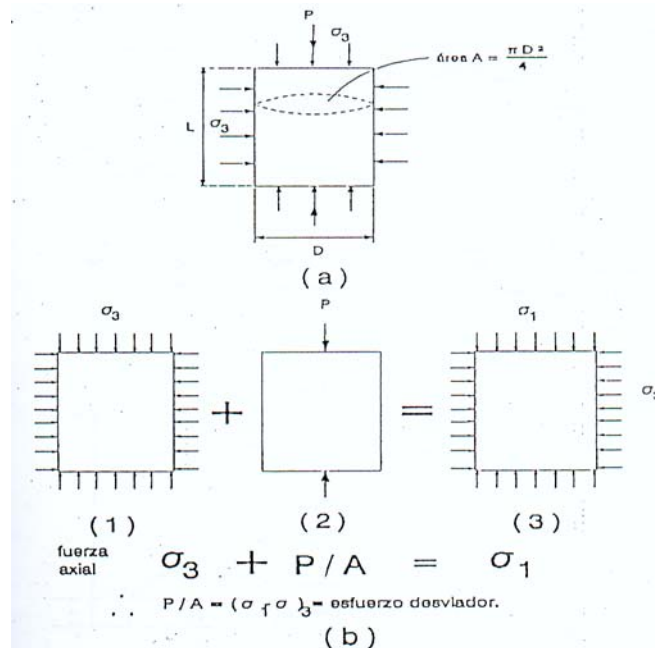


Figura. 17 Esfuerzo desviador.

(a) Espécimen cilíndrico, sujeto a compresión Triaxial.

(b) Aplicación de carga separadas en dos componentes

Finalmente la tensión axial total, denotada por σ_1 , es igual a $(\sigma_3 + \frac{P}{A})$, es decir:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \frac{P}{A}$$

Esta ecuación puede ser ordenada de la siguiente manera:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{P}{A}$$

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 σ_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.

7.2.4.2 Criterio de falla Mohr - Coulomb

A partir de una serie de pruebas de compresión, llevadas a cabo sobre muestras idénticas de suelo, con presiones de confinamiento diferentes (según figura 18), representadas por un conjunto de círculos de Mohr que representan la falla. Se ha definido en la práctica que una envolvente de falla es tangente a estos círculos, la que es representada aproximadamente como una línea recta sobre un amplio rango de tensiones. La ecuación de la envolvente se puede expresar de la misma forma como la ley de Coulomb.

$$\tau = c + (\sigma \cdot \tan \Phi)$$

Donde σ y τ son tensiones totales.

La forma de la envolvente es conocida como el diagrama de Mohr.

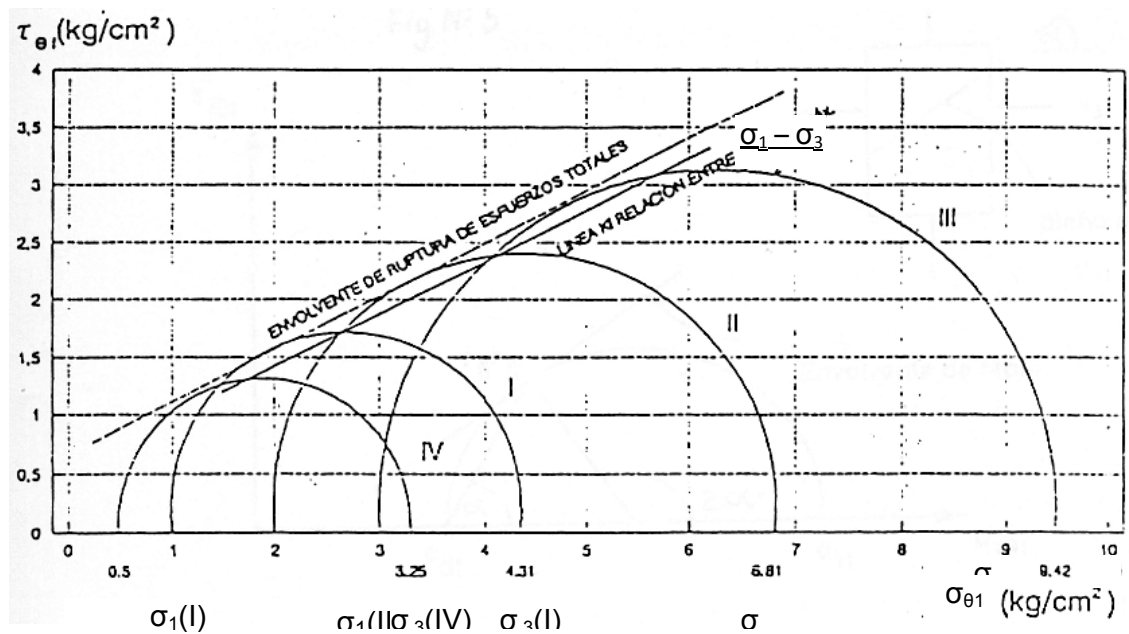


Figura 18 Círculo de Mohr para esfuerzos totales. Diámetro 70 mm.

En términos físicos, si un círculo de Mohr para estados particulares de esfuerzo, yace enteramente por debajo de la envolvente, el suelo está en condiciones estables. Si el círculo de Mohr toca la envolvente (Fig 19), la resistencia máxima del suelo ha sido alcanzada, es decir, la falla ha ocurrido en un plano determinado.

Si el ángulo de este plano con respecto a la horizontal es α , esta línea que se junta con el centro del círculo al punto tangente, esta inclinada en un ángulo 2α con relación al eje, de la geometría del triangulo rectángulo, se tiene:

$$2 * \alpha = 90^\circ + \phi$$

por lo tanto:

$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$, a este plano se le denomina Plano de Falla Teórico.

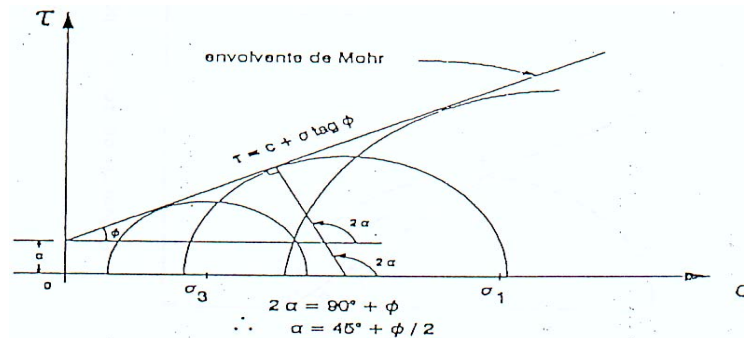


Figura 19 Esfuerzo total versus esfuerzo de corte

Un círculo de Mohr que intercepta a la envolvente y sobrepasa a esta, no tiene significado físico, porque una vez que la envolvente es alcanzada, la falla ocurre y el suelo no puede ofrecer más resistencia al corte.

7.2.4.3 Ventajas

Algunas ventajas de los ensayos de compresión Triaxial son:

- La muestra no es forzada a inducir la falla sobre una superficie determinada.
- Consecuentemente, una prueba de compresión puede revelar una superficie débil relacionada a alguna característica natural de la estructura del suelo.
- Las tensiones aplicadas en pruebas de compresión en laboratorio, son una aproximación de aquellas que ocurren en situ.

- Las tensiones aplicadas son las tensiones principales y es posible realizar un estrecho control sobre las tensiones y las deformaciones. E
- Las condiciones de drenaje pueden ser controladas y es posible una gran variedad de condiciones de prueba.

7.2.4.4. Limitaciones

Algunas limitaciones de los ensayos de compresión Triaxial son:

- En algunos casos de arcilla el tamaño de la muestra puede tener importantes efectos sobre la resistencia medida.
- Se deben confeccionar o tomar muestras de diámetros que representen adecuadamente grietas y discontinuidades en una muestra de suelo.

7.2.4 5. Implementación del ensayo triaxial

7.2.4.5.1 Equipo para ensayo

El aparato consta, en primer lugar, de un tablero de comando y de una cámara Triaxial constituida de cilindro de lucita de 35 cm de diámetro y unos 7 mm de espesor de su pared. Las bases de la cámara están conformadas por dos placas circulares las que quedaran solidarias al cilindro, por medio de sellos de goma y piezas de ajuste. La pieza base inferior es de acero

inoxidable para poder resistir los ensayos. La cámara con las anteriores dimensiones resiste presiones internas de $\frac{7kg}{cm^2}$.

Dentro de la cámara se ubican dos cilindros cortos, que sirven de base y cabezal del cuerpo de prueba con piezas de aluminio perforada en contacto con este.

La transmisión de carga hacia el cuerpo de prueba se logra mediante un movimiento ascendente de la cámara cuya sección superior del cuerpo, entra en contacto con el vástago del anillo de carga. Un extensómetro medirá las deformaciones que tengan lugar en el anillo, las que, a través, de una tabla de calibración proporcionara las cargas actuantes correspondientes. Por otro lado, el candenciómetro conjuntamente con el cronometro controlaran que la velocidad de carga sea de 0.025 cm/min.

En las pruebas de compresión Triaxial, se requiere que la muestra este enfundada en membranas flexibles, resistentes e impermeables, generalmente de látex.

Para aplicar la presión de cámara en torno a la muestra, el agua seria el fluido ideal, ya que este no ataca a la membrana de látex.⁴³

⁴³ <http://www.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/mecanica9.htm>

7.3 RESUMEN DE RESULTADOS

CÁLCULO DEL PESO UNITARIO												
Sondeo Nº 1					Sondeo Nº 2					Sondeo Nº 3		
Profundidad (m)	Peso Unitario			Profundidad (m)	Peso Unitario			Profundidad (m)	Peso Unitario			Promedio
	KN / m ³	T / m ³	Promedio		KN / m ³	T / m ³	Promedio		KN / m ³	T / m ³	Promedio	
1	15,78	1,61		1	15,83	1,61		1	16,61	1,69		
	16,62	1,69	1,65		16,86	1,72	1,66		16,75	1,71	1,73	
	16,17	1,65							17,75	1,81		
2	13,15	1,34		2	16,20	1,65		2	15,77	1,61		
	13,23	1,35	1,47		16,17	1,65	1,64		15,79	1,61	1,61	
	16,85	1,72			16,00	1,63			15,88	1,62		
3	15,48	1,58		3	14,80	1,51		3	17,13	1,74		
	15,94	1,62	1,64		16,13	1,64	1,62		17,38	1,77	1,76	
	16,89	1,72			16,90	1,72						
4	16,62	1,69		4	16,20	1,65		4	16,01	1,63		
	16,33	1,66	1,69		16,17	1,65	1,64		16,23	1,65	1,67	
	16,98	1,73			16,00	1,63			17,10	1,74		
5	15,98	1,63		5	16,51	1,68		5	15,17	1,54		
	15,71	1,60	1,63		16,47	1,68	1,68		15,46	1,57	1,55	
	16,19	1,65			16,55	1,69			15,12	1,54		

CUADRO DE CORRECCIÓN DE N_{SPT}													
Sondeo Nº	Prof. (m)	N_{SPT} Promedio	γ_u T / m^3	σ'_o T/m^2	CN (Peck) $CN = 0.77 * \log(20 / \sigma'_u)$	η_1			η_2	η_3	η_4	N_{60} (Corregido)	
						Donut-Automático E_r	Skempton E_b	E_r / E_b				$N_{60} = CN * N_{SPT} * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$	
1	1	9	1,649	1,649	0,878	60	60	1	0,75	1	1	6	
	2	6	1,467	3,116	0,764	60	60	1	0,75	1	1	3	
	3	12	1,640	4,756	0,689	60	60	1	0,75	1	1	6	
	4	10	1,695	6,451	0,719	60	60	1	0,75	1	1	5	
	5	19	1,625	8,076	0,673	60	60	1	0,85	1	1	11	
2	1	10	1,664	1,664	0,877	60	60	1	0,75	1	1	7	
	2	14	1,642	3,306	0,754	60	60	1	0,75	1	1	8	
	3	13	1,624	4,930	0,682	60	60	1	0,75	1	1	7	
	4	11	1,642	6,572	0,631	60	60	1	0,75	1	1	5	
	5	16	1,681	8,253	0,669	60	60	1	0,85	1	1	9	
3	1	16	1,735	1,735	0,869	60	60	1	0,75	1	1	10	
	2	17	1,610	3,345	0,752	60	60	1	0,75	1	1	10	
	3	15	1,757	5,102	0,676	60	60	1	0,75	1	1	8	
	4	20	1,675	6,777	0,625	60	60	1	0,75	1	1	9	
	5	22	1,553	8,330	0,667	60	60	1	0,85	1	1	12	

CUADRO DE RESUMEN															
Sondeo Nº	Prof.	Ángulo de Fricción (φ) Grados	Peso Unitario (γ _u) T / m ³	Humedad Ensayo	Cohesión (C _u) T/m ²	Cohesión Calculada (T/m ²)				N _{SPT}	N ₆₀	Humedad Natural (W _n)	Límite Líquido (LL)	Límite Plástico (LP)	Índice Plástico (IP)
						Hara		Stroud							
						N _{SPT}	N ₆₀	N _{SPT}	N ₆₀						
						N _{SPT}	N ₆₀	N _{SPT}	N ₆₀						
1	1	50,78	1,65	35,70	8,17	14,37	10,73	3,21	2,14	9	6	45,70	76	48	28
	2	21,97	1,47	37,00	12,76	10,73	6,51	2,14	1,07	6	3	48,10	74	47	27
	3	39,31	1,64	39,83	2,22	17,67	10,73	4,28	2,14	12	6	46,10	75	47	28
	4	22,53	1,69	38,73	2,56	15,50	9,41	3,56	1,78	10	5	43,70	71	46	25
	5	41,26	1,63	41,13	2,17	24,60	16,60	6,77	3,92	19	11	36,38	70	45	25
2	1	27,48	1,66	43,05	6,76	15,50	11,99	3,56	2,49	10	7	43,30	87	49	38
	2	33,37	1,64	44,90	3,18	19,75	13,20	4,99	2,85	14	8	44,00	76	45	31
	3	31,22	1,62	43,50	5,69	18,72	11,99	4,63	2,49	13	7	43,88	74	42	32
	4	33,37	1,64	44,87	3,18	16,60	9,41	3,92	1,78	11	5	51,00	72	45	27
	5	33,00	1,68	46,20	1,13	21,74	14,37	5,70	3,21	16	9	46,50	72	44	28
3	1	20,52	1,73	42,87	7,41	21,74	15,50	5,70	3,56	16	10	43,00	74	44	30
	2	40,19	1,61	41,53	2,72	22,71	15,50	6,06	3,56	17	10	41,69	93	46	47
	3	14,34	1,76	45,40	6,59	20,75	13,20	5,35	2,85	15	8	45,95	89	48	41
	4	35,69	1,67	44,30	7,75	25,53	14,37	7,13	3,21	20	9	45,93	77	43	34
	5	31,24	1,55	43,47	2,56	27,34	17,67	7,84	4,28	22	12	46,28	81	47	34

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

De los resultados de los trabajos de campo y de los ensayos de laboratorio se obtuvieron las siguientes conclusiones y recomendaciones:

8.1. CONCLUSIONES:

1. Los suelos estudiados en la presente investigación corresponden a limos elásticos del tipo MH, de consistencia blanda media y firme, de color rojizo y de color rosado con pintas internas y externas de color amarillo y verde, de acuerdo con la Clasificación del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.)
2. Dentro de la investigación realizada se recopilaron correlaciones de varios autores, las cuales relacionan el índice de compresibilidad con varios parámetros del suelo. Las correlaciones que se analizaron más a fondo, fueron las que relacionan al índice de compresibilidad con un solo parámetro del suelo (el límite líquido, la relación de vacíos, el contenido de humedad natural del suelo y el índice de plasticidad). Las correlaciones que relacionan más de un parámetro con el índice de compresibilidad, debido a su complejidad, se las analizó de manera superficial sin obtener resultados satisfactorios.

3. Realizando un análisis individual de las correlaciones con un solo parámetro del suelo, separándolas por autor, por sondeo y por profundidad no se obtuvieron buenos resultados.
4. Mediante un análisis en el cual se consideró la consistencia del suelo, se lograron resultados satisfactorios para algunas correlaciones. Para este análisis se analizó al suelo dividiéndolo en dos grupos: Limos elásticos de baja a mediana consistencia ($N_{SPT} \leq 12$ golpes) y limos elásticos de consistencia firme ($N_{SPT} \geq 12$ golpes). El estudio se lo hizo dentro de un rango apropiado para cada parámetro y eliminando puntos extremos, para de esta manera conseguir resultados más coherentes.
5. El índice de compresibilidad en función del límite líquido de las correlaciones de los diferentes autores, para los limos elásticos de consistencia blanda y media, presenta un comportamiento lineal parecido al de la línea de tendencia del índice de compresibilidad de consolidación, dentro del rango de límite líquido comprendido entre 70 y 80 (%), obteniendo resultados conservadores de todas las correlaciones, comparados con los obtenidos en el ensayo de consolidación.

6. De todas las correlaciones con límite líquido como único parámetro, la correlación de Azzouz Et. Al. $C_c = 0,0046(LL - 9)$ es la que más se aproxima al índice de compresibilidad de consolidación, para los limos elásticos de consistencia blanda y media.
7. El índice de compresibilidad en función de la relación de vacíos calculado mediante las correlaciones propuestas por los diferentes autores, para los limos elásticos de consistencia blanda y media, presenta un comportamiento lineal bastante similar al de la línea de tendencia del índice de compresibilidad de consolidación, dentro del rango de relación de vacíos comprendido entre 1,3 y 1,4. Con excepción de la correlación $C_c = 0,156 e_o + 0,0107$, todas las correlaciones proporcionan resultados conservadores comparados con los obtenidos en el ensayo de consolidación.
8. La correlación $C_c = 0,156 e_o + 0,0107$, es la que más se aproxima al índice de compresibilidad de consolidación para los limos elásticos de consistencia blanda y media, de entre todas las correlaciones con relación de vacíos como único parámetro.
9. A medida que aumenta el contenido de humedad natural y el índice de plasticidad, aumenta el índice de compresibilidad de los suelos, por lo tanto se descarta la utilización de las correlaciones de índice de

compresibilidad en función del contenido la humedad natural y en función del índice de plasticidad para los limos elásticos del Cantón Puerto Quito de consistencia blanda y media, estudiados en la presente investigación, ya que se alejan considerablemente de esta tendencia.

10. La línea de tendencia del índice de compresibilidad de consolidación en función del límite líquido no representa el comportamiento de los valores obtenidos, existiendo considerables variaciones entre ellos, por lo tanto todas las correlaciones de los diferentes autores quedan descartadas para los suelos blandos del Cantón Puerto Quito de consistencia firme, estudiados en la presente investigación.

11. El índice de compresibilidad en función de la relación de vacíos de las correlaciones de los diferentes autores tienen un comportamiento lineal muy parecido al de la línea de tendencia del índice de compresibilidad de consolidación, dentro del rango de Relación de Vacíos comprendido entre 1.38 y 1.52, concluyendo que con excepción de las correlaciones $C_c = 0,208 e_o + 0,0083$ (Azzouz Et. Al.), $C_c = 0,30(e_o - 0,27)$ (Hough) y $C_c = 0,156 e_o + 0,0107$, todas las correlaciones proporcionan resultados conservadores, para los limos elásticos de consistencia firme.

12. De todas las correlaciones con relación de vacíos como único parámetro, la correlación de Hough $C_c = 0,30(e_o - 0,27)$ es la que más se aproxima al índice de compresibilidad de consolidación, para los limos elásticos de consistencia firme.
13. A pesar que a medida que aumenta el contenido de humedad natural y el índice de plasticidad aumenta el índice de compresibilidad, los valores obtenidos por medio de las correlaciones en función del contenido de humedad natural y el índice de plasticidad son muy diferentes a los del índice de compresibilidad de consolidación, por lo tanto se descarta la utilización de estas correlaciones para los limos elásticos del Cantón Puerto Quito de consistencia firme, estudiados en la presente investigación.
14. Se realizaron como resultados complementarios a esta investigación, ensayos triaxiales UU, para determinar en función de las correlaciones de Hara Et. Al. y de Stroud, la cohesión en función del número de golpes del SPT, sin embargo los resultados no presentan valores confiables, debido a que las muestras no pudieron ser ensayadas inmediatamente, razón por la cual no se pueden establecer parámetros comparativos entre la cohesión y el número de golpes del SPT.

8.2. RECOMENDACIONES:

1. Tomando en cuenta que los parámetros del suelo no se mantienen constantes a lo largo del tiempo, se recomienda tomar las muestras en la misma época del año y realizar los ensayos de laboratorio de manera inmediata para evitar cambios en las condiciones del suelo.
2. Este tipo de investigación se la debe realizar para cada época del año, de tal manera que se pueda contar con valores que permitan comparar los diferentes cambios que se presentan en los parámetros del suelo debido a las condiciones climáticas.
3. Por las características heterogéneas del suelo, y su ubicación predominante en una zona tropical, las correlaciones propuestas por los diferentes autores, la mayoría no revelan datos confiables, debido a que la mayor parte de las teorías y desarrollos en la geotecnia han tenido su origen en trabajos realizados sobre suelos de climas no tropicales, generalmente, en depósitos de suelos sedimentarios especialmente en arenas y arcillas y por lo tanto están condicionados al comportamiento de ese tipo de suelos, por lo que resultan difíciles de muestrear y ensayar.

ANEXOS

ANEXO 1 CONSOLIDACIONES MANUALES

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	171,11	250,10
Masa capsula + suelo seco (g)	158,67	212,23
Masa del agua (g)	12,44	37,87
Masa de capsula (g)	124,48	125,40
Masa del suelo seco: Ws (g)	34,19	86,83
Contenido de agua: W (%)	36,38	43,61
W promedio (%)	36,38	43,61

MASA SUELO HUMEDO (Mm) = 128,23 Peso unitario 1,60 g/cm3
MASA SUELO SECO (Ms) = 94,02

Altura de la muestra al principio de la prueba

Peso especifico relativo de solidos $G_s =$
Altura de los solidos $H_s = 10.Ms/(A.G_s) =$
Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba $\Delta H =$
Altura final de la muestra $H_1 = H_0 - \Delta H =$
Altura inicial del agua $H_{w0} = W_0.H_s.G_s =$
Altura final del agua $H_{w1} = W_1.H_s.G_s =$
Relacion de vacios inicial $e_0 = (H_0 - H_s)/H_s =$
Relacion de vacios final $e_1 = (H_1 - H_s)/H_s =$
Grado de saturacion inicial $S_{r0} = H_{w0}/(H_0 - H_s) =$
Grado de saturacion final $S_{r1} = H_{w1}/(H_1 - H_s) =$

Diámetro del anillo = 6,33 cm
Area del anillo A = 31,47 cm2
Ho = 25,42 mm

2,731
10,94 mm
1,2575 mm
24,16 mm
10,87 mm
13,03 mm
1,323
1,208
75,08 %
98,55 %

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:
Hs = 10,94 mm
Ho = 25,42 mm

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
0 +	0,0000	0,25	0	0,0000
0 +	0,1225	0,25	0,10	0,1225
0 +	0,1275	0,25	0,25	0,1275
0 +	0,1300	0,25	0,50	0,1300
0 +	0,1325	0,25	1	0,1325
0 +	0,0475	0,25	2	0,0475
0 +	0,0100	0,25	5	0,0100
0 +	0,0075	0,25	10	0,0075
0 +	0,0025	0,25	20	0,0025
0 +	0,0000	0,25	40	0,0000
19 +	0,4925	0,25	80	-0,0025
19 +	0,4875	0,25	160	-0,0075
19 +	0,4825	0,25	320	-0,0150
19 +	0,4750	0,25	1440	-0,0225

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
19 +	0,4750	0,50	0	0,0000
19 +	0,4875	0,50	0,10	0,0125
19 +	0,4900	0,50	0,25	0,0150
19 +	0,4925	0,50	0,50	0,0175
0 +	0,4950	0,50	1	0,0200
0 +	0,4975	0,50	2	0,0225
0 +	0,0000	0,50	5	0,0250
0 +	0,0025	0,50	10	0,0275
0 +	0,0050	0,50	20	0,0300
0 +	0,0075	0,50	40	0,0325
0 +	0,0100	0,50	80	0,0350
0 +	0,0125	0,50	160	0,0500
0 +	0,0275	0,50	320	0,0550
0 +	0,0325	0,50	1440	0,0600

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
0 +	0,0325	1,00	0	0,0000
0 +	0,0925	1,00	0,10	0,0600
0 +	0,1000	1,00	0,25	0,0675
0 +	0,1050	1,00	0,50	0,0725
0 +	0,1100	1,00	1	0,0775
0 +	0,1150	1,00	2	0,0825
0 +	0,1225	1,00	5	0,0900
0 +	0,1300	1,00	10	0,0975
0 +	0,1375	1,00	20	0,1050
0 +	0,1425	1,00	40	0,1100
0 +	0,1500	1,00	80	0,1175
0 +	0,1575	1,00	160	0,1250
0 +	0,1625	1,00	320	0,1300
0 +	0,1800	1,00	1440	0,1475

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
0 +	0,1800	2,00	0	0,0000
0 +	0,3675	2,00	0,10	0,1875
0 +	0,4125	2,00	0,25	0,2325
0 +	0,4350	2,00	0,50	0,2550
0 +	0,4600	2,00	1	0,2800
0 +	0,4925	2,00	2	0,3125
1 +	0,0075	2,00	5	0,3275
1 +	0,0200	2,00	10	0,3400
1 +	0,0350	2,00	20	0,3550
1 +	0,0500	2,00	40	0,3700
1 +	0,0625	2,00	80	0,3825
1 +	0,0725	2,00	160	0,3925
1 +	0,0875	2,00	320	0,4075
1 +	0,1000	2,00	1440	0,4200

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
2 +	0,0000	4,00	0	0,0000
2 +	0,0550	4,00	0,10	0,4000
2 +	0,0875	4,00	0,25	0,4325
2 +	0,1175	4,00	0,50	0,4625
2 +	0,1500	4,00	1	0,4950
2 +	0,1825	4,00	2	0,5275
2 +	0,2050	4,00	5	0,5500
2 +	0,2200	4,00	10	0,5650
2 +	0,2375	4,00	20	0,5825
2 +	0,2475	4,00	40	0,5925
2 +	0,2625	4,00	80	0,6075
2 +	0,2750	4,00	160	0,6200
2 +	0,2875	4,00	320	0,6325
2 +	0,3075	4,00	1440	0,6525

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
2 +	0,3075	2,00	30	0,0000
2 +	0,2800	2,00	90	0,0275
2 +	0,2800	1,00	30	0,0000
2 +	0,1725	1,00	90	0,1075
2 +	0,1725	0,50	30	0,0000
2 +	0,0450	0,50	90	0,1275
2 +	0,0450	0,25	30	0,0000
1 +	0,4225	0,25	90	0,1225

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	174,06	272,16
Masa capsula + suelo seco (g)	159,75	238,80
Masa del agua (g)	14,31	33,36
Masa de capsula (g)	126,70	164,24
Masa del suelo seco: Ws (g)	33,05	74,56
Contenido de agua: W (%)	43,30	44,74
W promedio (%)	43,30	44,74

MASA SUELO HUMEDO (Mm) = 135,19 Peso unitario 1,71 g/cm3
 MASA SUELO SECO (Ms) = 94,34

Diámetro del anillo = 6,312 cm
 Area del anillo A = 31,29 cm2
 Ho = 25,33 mm

Altura de la muestra al principio de la prueba

Peso especifico relativo de solidos Gs = 2,683
 Altura de los solidos Hs = 10.Ms/(A. Gs) = 11,24 mm
 Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba Delta H = 2,1120 mm
 Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H = 23,22 mm
 Altura inicial del agua Hwo = Wo.Hs.Gs = 13,05 mm
 Altura final del agua Hw1 = W1. Hs.Gs = 13,49 mm
 Relacion de vacios inicial eo = (Ho-Hs)/Hs = 1,25
 Relacion de vacios final e1 = (H1-Hs)/Hs = 1,07
 Grado de saturacion inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) = 92,62 %
 Grado de saturacion final Srl = Hw1/(H1-Hs) = 112,58 %

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:
 Hs = 11,24 mm
 Ho = 25,33 mm

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
8,8 +	0,0000	0,25	0	0,0000
8,8 +	0,1800	0,25	0,10	0,1800
8,8 +	0,1880	0,25	0,25	0,1880
8,8 +	0,1900	0,25	0,50	0,1900
8,8 +	0,1940	0,25	1	0,1940
9,0 +	0,0000	0,25	2	0,2000
9,0 +	0,0040	0,25	5	0,2040
9,0 +	0,0060	0,25	10	0,2060
9,0 +	0,0080	0,25	20	0,2080
9,0 +	0,0080	0,25	40	0,2080
9,0 +	0,0100	0,25	80	0,2100
9,0 +	0,0120	0,25	160	0,2120
9,0 +	0,0140	0,25	320	0,2180
9,0 +	0,0200	0,25	1440	0,2240

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
9,0 +	0,0200	0,50	0	0,0000
9,0 +	0,1020	0,50	0,10	0,0820
9,0 +	0,1100	0,50	0,25	0,0900
9,0 +	0,1160	0,50	0,50	0,0960
9,0 +	0,1220	0,50	1	0,1020
9,0 +	0,1280	0,50	2	0,1080
9,0 +	0,1360	0,50	5	0,1160
9,0 +	0,1420	0,50	10	0,1220
9,0 +	0,1480	0,50	20	0,1260
9,0 +	0,1520	0,50	40	0,1340
9,0 +	0,1600	0,50	80	0,1400
9,0 +	0,1660	0,50	160	0,1480
9,0 +	0,1740	0,50	320	0,1560
9,0 +	0,1820	0,50	1440	0,1640

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
9,0 +	0,1820	1,00	0	0,0000
9,4 +	0,0160	1,00	0,10	0,2340
9,4 +	0,0320	1,00	0,25	0,2500
9,4 +	0,0420	1,00	0,50	0,2600
9,4 +	0,0560	1,00	1	0,2740
9,4 +	0,0680	1,00	2	0,2860
9,4 +	0,0760	1,00	5	0,2940
9,4 +	0,0840	1,00	10	0,3020
9,4 +	0,0900	1,00	20	0,3080
9,4 +	0,0980	1,00	40	0,3160
9,4 +	0,1060	1,00	80	0,3240
9,4 +	0,1140	1,00	160	0,3320
9,4 +	0,1200	1,00	320	0,3380
9,4 +	0,1360	1,00	1440	0,3540

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
9,4 +	0,1360	2,00	0	0,0000
9,8 +	0,1000	2,00	0,10	0,3640
9,8 +	0,1420	2,00	0,25	0,4060
9,8 +	0,1580	2,00	0,50	0,4220
9,8 +	0,1780	2,00	1	0,4420
9,8 +	0,1960	2,00	2	0,4600
0,0 +	0,0100	2,00	5	0,4740
0,0 +	0,0200	2,00	10	0,4840
0,0 +	0,0300	2,00	20	0,4940
0,0 +	0,0400	2,00	40	0,5040
0,0 +	0,0480	2,00	80	0,5120
0,0 +	0,0560	2,00	160	0,5200
0,0 +	0,0660	2,00	320	0,5300
0,0 +	0,0740	2,00	1440	0,5380

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
0,0 +	0,0740	4,00	0	0,0000
0,6 +	0,0380	4,00	0,10	0,5640
0,6 +	0,0820	4,00	0,25	0,6080
0,6 +	0,1160	4,00	0,50	0,6420
0,6 +	0,1480	4,00	1	0,6740
0,6 +	0,1740	4,00	2	0,7000
0,8 +	0,0000	4,00	5	0,7260
0,8 +	0,0160	4,00	10	0,7420
0,8 +	0,0300	4,00	20	0,7560
0,8 +	0,0420	4,00	40	0,7680
0,8 +	0,0540	4,00	80	0,7800
0,8 +	0,0600	4,00	160	0,7860
0,8 +	0,0780	4,00	320	0,8040
0,8 +	0,1060	4,00	1440	0,8320

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
0,8 +	0,1060	2,00	30	0,0000
0,8 +	0,0440	2,00	90	0,0620
0,8 +	0,0440	1,00	30	0,0000
0,6 +	0,1320	1,00	90	0,1120
0,6 +	0,1320	0,50	30	0,0000
0,6 +	0,0240	0,50	90	0,1080
0,6 +	0,0240	0,25	30	0,0000
0,4 +	0,1260	0,25	90	0,0980

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	218,39	244,87
Masa capsula + suelo seco (g)	190,03	208,30
Masa del agua (g)	28,36	36,57
Masa de capsula (g)	125,40	126,45
Masa del suelo seco: Ws (g)	64,63	81,85
Contenido de agua: W (%)	43,88	44,68
W promedio (%)	43,88	44,68

Peso unitario 1,64 g/cm3

131,30

91,26

MASA SUELO HUMEDO (Mm) =

MASA SUELO SECO (Ms) =

Altura de la muestra al principio de la prueba

Peso especifico relativo de solidos $G_s =$

Altura de los solidos $H_s = 10 \cdot M_s / (A \cdot G_s) =$

Variacion en la altura de la muestra del principio al

final de la prueba $\Delta H =$

Altura final de la muestra $H_1 = H_0 - \Delta H =$

Altura inicial del agua $H_{wo} = W_o \cdot H_s \cdot G_s =$

Altura final del agua $H_{w1} = W_1 \cdot H_s \cdot G_s =$

Relacion de vacios inicial $e_o = (H_o - H_s) / H_s =$

Relacion de vacios final $e_1 = (H_1 - H_s) / H_s =$

Grado de saturacion inicial $S_{ro} = H_{wo} / (H_o - H_s) =$

Grado de saturacion final $S_{r1} = H_{w1} / (H_1 - H_s) =$

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:

$H_s =$

11,49 mm

$H_o =$

25,42 mm

6,33 cm

31,47 cm2

25,42 mm

2,524

11,49 mm

2,5200 mm

22,90 mm

12,72 mm

12,96 mm

1,21

0,99

91,33 %

113,52 %

Diámetro del anillo =

Area del anillo A =

$H_o =$

Lectura Deformimetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
6 +	0,0000	0,25	0	0,0000
6 +	0,1325	0,25	0,10	0,1325
6 +	0,1400	0,25	0,25	0,1400
6 +	0,1475	0,25	0,50	0,1475
6 +	0,1600	0,25	1	0,1600
6 +	0,1650	0,25	2	0,1650
6 +	0,1700	0,25	5	0,1700
6 +	0,1725	0,25	10	0,1725
6 +	0,1750	0,25	20	0,1750
6 +	0,1800	0,25	40	0,1800
6 +	0,1825	0,25	80	0,1825
6 +	0,1900	0,25	160	0,1900
6 +	0,1900	0,25	320	0,1900
6 +	0,1950	0,25	1440	0,1950

Lectura Deformimetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
6 +	0,1950	0,50	0	0,0000
6 +	0,3050	0,50	0,10	0,1100
6 +	0,3200	0,50	0,25	0,1250
6 +	0,3300	0,50	0,50	0,1350
6 +	0,3400	0,50	1	0,1450
6 +	0,3475	0,50	2	0,1525
6 +	0,3575	0,50	5	0,1625
6 +	0,3650	0,50	10	0,1700
6 +	0,3750	0,50	20	0,1800
6 +	0,3800	0,50	40	0,1850
6 +	0,3925	0,50	80	0,1975
6 +	0,3975	0,50	160	0,2025
6 +	0,4025	0,50	320	0,2075
6 +	0,4150	0,50	1440	0,2200

Lectura Deformimetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
6 +	0,4150	1,00	0	0,0000
7 +	0,1875	1,00	0,10	0,2725
7 +	0,2275	1,00	0,25	0,3125
7 +	0,2500	1,00	0,50	0,3350
7 +	0,2700	1,00	1	0,3550
7 +	0,2850	1,00	2	0,3700
7 +	0,3075	1,00	5	0,3925
7 +	0,3200	1,00	10	0,4050
7 +	0,3325	1,00	20	0,4175
7 +	0,3425	1,00	40	0,4275
7 +	0,3550	1,00	80	0,4400
7 +	0,3675	1,00	160	0,4525
7 +	0,3925	1,00	320	0,4775
7 +	0,3975	1,00	1440	0,4825

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
7 +	0,3975	2,00	0	0,0000
9 +	0,0450	2,00	0,10	0,1475
9 +	0,1100	2,00	0,25	0,2125
9 +	0,1625	2,00	0,50	0,2650
9 +	0,2050	2,00	1	0,3075
9 +	0,2450	2,00	2	0,3475
9 +	0,2825	2,00	5	0,3850
9 +	0,3025	2,00	10	0,4050
9 +	0,3175	2,00	20	0,4200
9 +	0,3325	2,00	40	0,4350
9 +	0,3475	2,00	80	0,4500
9 +	0,3550	2,00	160	0,4575
9 +	0,3675	2,00	320	0,4700
9 +	0,3775	2,00	1440	0,4800

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
9 +	0,3775	4,00	0	0,0000
10 +	0,4700	4,00	0,10	0,5925
11 +	0,0500	4,00	0,25	0,6725
11 +	0,1200	4,00	0,50	0,7425
11 +	0,2000	4,00	1	0,8225
11 +	0,2825	4,00	2	0,9050
11 +	0,3625	4,00	5	0,9850
11 +	0,4050	4,00	10	1,0275
11 +	0,4325	4,00	20	1,0550
11 +	0,4550	4,00	40	1,0775
11 +	0,4750	4,00	80	1,0975
12 +	0,0000	4,00	160	1,1225
12 +	0,0150	4,00	320	1,1375
12 +	0,0200	4,00	1440	1,1425

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
12 +	0,0200	2,00	0	0,0000
11 +	0,4575	2,00	90	0,0625
11 +	0,4575	1,00	0	0,0000
11 +	0,3525	1,00	90	0,1050
11 +	0,3525	0,50	0	0,0000
11 +	0,2325	0,50	90	0,1200
11 +	0,2325	0,25	0	0,0000
11 +	0,1150	0,25	90	0,1175

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	179,96	275,46
Masa capsula + suelo seco (g)	162,89	239,67
Masa del agua (g)	17,07	35,79
Masa de capsula (g)	125,74	162,53
Masa del suelo seco: Ws (g)	37,15	77,14
Contenido de agua: W (%)	45,95	46,40
W promedio (%)	45,95	46,40

Peso unitario 1,59 g/cm3

MASA SUELO HUMEDO (Mm) = 127,57
MASA SUELO SECO (Ms) = 87,41

Diámetro del anillo = 6,33 cm
Area del anillo A = 31,47 cm2
Ho = 25,42 mm

Altura de la muestra al principio de la prueba

Peso especifico relativo de solidos Gs =
Altura de los solidos Hs = 10.Ms/(A.Gs) =
Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba Delta H =
Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H =
Altura inicial del agua Hwo = Wo.Hs.Gs =
Altura final del agua Hw1 = W1.Hs.Gs =
Relacion de vacios inicial eo = (Ho-Hs)/Hs =
Relacion de vacios final e1 = (H1-Hs)/Hs =
Grado de saturacion inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) =
Grado de saturacion final Sr1 = Hw1/(H1-Hs) =

2,742
10,13 mm
2,9275 mm
22,49 mm
12,76 mm
12,89 mm
1,51
1,22
83,46 %
104,22 %

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:

Hs = 10,13 mm
Ho = 25,42 mm

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
3 +	0,0000	0,25	0	0,0000
3 +	0,1225	0,25	0,10	0,1225
3 +	0,1250	0,25	0,25	0,1250
3 +	0,1300	0,25	0,50	0,1300
3 +	0,1350	0,25	1	0,1350
3 +	0,1375	0,25	2	0,1375
3 +	0,1400	0,25	5	0,1400
3 +	0,1425	0,25	10	0,1425
3 +	0,1450	0,25	20	0,1450
3 +	0,1500	0,25	40	0,1500
3 +	0,1575	0,25	80	0,1575
3 +	0,1625	0,25	160	0,1625
3 +	0,1650	0,25	320	0,1650
3 +	0,1700	0,25	1440	0,1700

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
3 +	0,1700	0,50	0	0,0000
3 +	0,2775	0,50	0,10	0,1075
3 +	0,2875	0,50	0,25	0,1175
3 +	0,2950	0,50	0,50	0,1250
3 +	0,3000	0,50	1	0,1300
3 +	0,3075	0,50	2	0,1375
3 +	0,3125	0,50	5	0,1425
3 +	0,3175	0,50	10	0,1475
3 +	0,3225	0,50	20	0,1525
3 +	0,3275	0,50	40	0,1575
3 +	0,3350	0,50	80	0,1650
3 +	0,3425	0,50	160	0,1725
3 +	0,3525	0,50	320	0,1825
3 +	0,3550	0,50	1440	0,1850

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
3 +	0,3550	1,00	0	0,0000
4 +	0,1475	1,00	0,10	0,2925
4 +	0,1850	1,00	0,25	0,3300
4 +	0,2025	1,00	0,50	0,3475
4 +	0,2175	1,00	1	0,3625
4 +	0,2300	1,00	2	0,3750
4 +	0,2450	1,00	5	0,3900
4 +	0,2550	1,00	10	0,4000
4 +	0,2650	1,00	20	0,4100
4 +	0,2725	1,00	40	0,4175
4 +	0,2825	1,00	80	0,4275
4 +	0,2975	1,00	160	0,4425
4 +	0,3100	1,00	320	0,4550
4 +	0,3250	1,00	1440	0,4700

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
4 +	0,3250	2,00	0	0,0000
6 +	0,0425	2,00	0,10	0,7175
6 +	0,0950	2,00	0,25	0,7700
6 +	0,1275	2,00	0,50	0,8025
6 +	0,1500	2,00	1	0,8250
6 +	0,1700	2,00	2	0,8450
6 +	0,1925	2,00	5	0,8675
6 +	0,2050	2,00	10	0,8800
6 +	0,2175	2,00	20	0,8925
6 +	0,2275	2,00	40	0,9025
6 +	0,2375	2,00	80	0,9125
6 +	0,2500	2,00	160	0,9250
6 +	0,2550	2,00	320	0,9300
6 +	0,2800	2,00	4320	0,9550

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
6 +	0,2800	4,00	0	0,0000
8 +	0,0500	4,00	0,10	0,7700
8 +	0,1225	4,00	0,25	0,8425
8 +	0,1800	4,00	0,50	0,9000
8 +	0,2275	4,00	1	0,9475
8 +	0,2725	4,00	2	0,9925
8 +	0,3175	4,00	5	1,0375
8 +	0,3425	4,00	10	1,0625
8 +	0,3625	4,00	20	1,0825
8 +	0,3800	4,00	40	1,1000
8 +	0,3950	4,00	80	1,1150
8 +	0,4050	4,00	160	1,1250
8 +	0,4150	4,00	320	1,1350
8 +	0,4275	4,00	1440	1,1475

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
8 +	0,4275	2,00	0	0,0000
8 +	0,3525	2,00	90	0,0750
8 +	0,3525	1,00	0	0,0000
8 +	0,2400	1,00	90	0,1125
8 +	0,2400	0,50	0	0,0000
8 +	0,1075	0,50	90	0,1325
8 +	0,1075	0,25	0	0,0000
8 +	0,0225	0,25	90	0,0850

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	179,71	231,11
Masa capsula + suelo seco (g)	163,10	197,14
Masa del agua (g)	16,61	33,97
Masa de capsula (g)	126,94	126,44
Masa del suelo seco: Ws (g)	36,16	70,7
Contenido de agua: W (%)	45,93	48,05
W promedio (%)	45,93	48,05

MASA SUELO HUMEDO (Mm) = 128,25 Peso unitario 1,62 g/cm3

MASA SUELO SECO (Ms) = 87,88

Diámetro del anillo = 6,312 cm
 Área del anillo A = 31,29 cm²
 Ho = 25,33 mm

Altura de la muestra al principio de la prueba

Peso específico relativo de sólidos Gs =

Altura de los sólidos Hs = 10.Ms/(A.Gs) =

Variación en la altura de la muestra del principio al

final de la prueba Delta H =

Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H =

Altura inicial del agua Hwo = Wo.Hs.Gs =

Altura final del agua Hw1 = W1.Hs.Gs =

Relación de vacíos inicial eo = (Ho-Hs)/Hs =

Relación de vacíos final e1 = (H1-Hs)/Hs =

Grado de saturación inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) =

Grado de saturación final Sr1 = Hw1/(H1-Hs) =

En el cálculo de relación de vacíos use los valores siguientes:

Hs =

10,54 mm

Ho =

25,33 mm

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
7 +	0,0000	0,25	0	0,0000
7 +	0,1900	0,25	0,10	0,1900
7 +	0,2000	0,25	0,25	0,2000
7 +	0,2075	0,25	0,50	0,2075
7 +	0,2125	0,25	1	0,2125
7 +	0,2250	0,25	2	0,2250
7 +	0,2325	0,25	5	0,2325
7 +	0,2375	0,25	10	0,2375
7 +	0,2425	0,25	20	0,2425
7 +	0,2450	0,25	40	0,2450
7 +	0,2525	0,25	80	0,2525
7 +	0,2575	0,25	160	0,2575
7 +	0,2600	0,25	320	0,2600
7 +	0,2700	0,25	1440	0,2700

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
7 +	0,2700	0,50	0	0,0000
8 +	0,0175	0,50	0,10	0,2475
8 +	0,0350	0,50	0,25	0,2650
8 +	0,0450	0,50	0,50	0,2750
8 +	0,0525	0,50	1	0,2825
8 +	0,0625	0,50	2	0,2925
8 +	0,0700	0,50	5	0,3000
8 +	0,0775	0,50	10	0,3075
8 +	0,0850	0,50	20	0,3150
8 +	0,0925	0,50	40	0,3225
8 +	0,1025	0,50	80	0,3325
8 +	0,1100	0,50	160	0,3400
8 +	0,1175	0,50	320	0,3475
8 +	0,1400	0,50	4320	0,3700

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
8 +	0,1400	1,00	0	0,0000
9 +	0,1825	1,00	0,10	0,5425
9 +	0,2125	1,00	0,25	0,5725
9 +	0,2300	1,00	0,50	0,5900
9 +	0,2450	1,00	1	0,6050
9 +	0,2575	1,00	2	0,6175
9 +	0,2725	1,00	5	0,6325
9 +	0,2825	1,00	10	0,6425
9 +	0,2950	1,00	20	0,6550
9 +	0,3050	1,00	40	0,6650
9 +	0,3175	1,00	80	0,6775
9 +	0,3325	1,00	160	0,6925
9 +	0,3375	1,00	320	0,6975
9 +	0,3450	1,00	1440	0,7050

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
9 +	0,3450	2,00	0	0,0000
11 +	0,1600	2,00	0,10	0,8150
11 +	0,2050	2,00	0,25	0,8600
11 +	0,2425	2,00	0,50	0,8975
11 +	0,2600	2,00	1	0,9150
11 +	0,2800	2,00	2	0,9350
11 +	0,3000	2,00	5	0,9550
11 +	0,3125	2,00	10	0,9675
11 +	0,3250	2,00	20	0,9800
11 +	0,3375	2,00	40	0,9925
11 +	0,3525	2,00	80	1,0075
11 +	0,3625	2,00	160	1,0175
11 +	0,3700	2,00	320	1,0250
11 +	0,3825	2,00	4320	1,0375

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
11 +	0,3825	4,00	0	0,0000
13 +	0,0625	4,00	0,10	0,6800
13 +	0,1600	4,00	0,25	0,7775
13 +	0,2075	4,00	0,50	0,8250
13 +	0,2650	4,00	1	0,8825
13 +	0,3175	4,00	2	0,9350
13 +	0,3700	4,00	5	0,9875
13 +	0,3975	4,00	10	1,0150
13 +	0,4200	4,00	20	1,0375
13 +	0,4375	4,00	40	1,0550
13 +	0,4525	4,00	80	1,0700
13 +	0,4675	4,00	160	1,0850
13 +	0,4775	4,00	320	1,0950
14 +	0,0000	4,00	1440	1,1175

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
14+	0,0000	2,00	0	0,0000
13+	0,4225	2,00	90	0,0775
13+	0,4225	1,00	0	0,0000
13+	0,3225	1,00	90	0,1000
13+	0,3225	0,50	0	0,0000
13+	0,2175	0,50	90	0,1050
13+	0,2175	0,25	0	0,0000
13+	0,0925	0,25	90	0,1250

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	180,21	233,56
Masa capsula + suelo seco (g)	162,86	199,10
Masa del agua (g)	17,35	34,46
Masa de capsula (g)	125,37	126,40
Masa del suelo seco: Ws (g)	37,49	72,7
Contenido de agua: W (%)	46,28	47,40
W promedio (%)	46,28	47,40

MASA SUELO HUMEDO (Mm) = 129,84 Peso unitario 1,62 g/cm3

MASA SUELO SECO (Ms) = 88,76

Diámetro del anillo = 6,333 cm
Area del anillo A = 31,50 cm2
Ho = 25,42 mm

Altura de la muestra al principio de la prueba

Peso especifico relativo de solidos Gs = 2,736
Altura de los solidos Hs = 10.Ms/(A.Gs) = 10,30 mm
Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba Delta H = 3,4200 mm
Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H = 22,00 mm
Altura inicial del agua Hwo = Wo.Hs.Gs = 13,04 mm
Altura final del agua Hw1 = W1.Hs.Gs = 13,36 mm
Relacion de vacios inicial eo = (Ho-Hs)/Hs = 1,47
Relacion de vacios final e1 = (H1-Hs)/Hs = 1,14
Grado de saturacion inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) = 86,23 %
Grado de saturacion final Sr1 = Hw1/(H1-Hs) = 114,13 %

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:

Hs = 10,30 mm
Ho = 25,42 mm

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
5 +	0,0000	0,25	0	0,0000
5 +	0,1675	0,25	0,10	0,1675
5 +	0,1800	0,25	0,25	0,1800
5 +	0,1875	0,25	0,50	0,1875
5 +	0,1925	0,25	1	0,1925
5 +	0,1975	0,25	2	0,1975
5 +	0,2050	0,25	5	0,2050
5 +	0,2075	0,25	10	0,2075
5 +	0,2100	0,25	20	0,2100
5 +	0,2125	0,25	40	0,2125
5 +	0,2175	0,25	80	0,2175
5 +	0,2200	0,25	160	0,2200
5 +	0,2225	0,25	320	0,2225
5 +	0,2325	0,25	1440	0,2325

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
5 +	0,2325	0,50	0	0,0000
5 +	0,3575	0,50	0,10	0,1250
5 +	0,3725	0,50	0,25	0,1400
5 +	0,3825	0,50	0,50	0,1500
5 +	0,3900	0,50	1	0,1575
5 +	0,4000	0,50	2	0,1675
5 +	0,4125	0,50	5	0,1800
5 +	0,4200	0,50	10	0,1875
5 +	0,4250	0,50	20	0,1925
5 +	0,4350	0,50	40	0,2025
5 +	0,4450	0,50	80	0,2125
5 +	0,4525	0,50	160	0,2200
5 +	0,4600	0,50	320	0,2275
5 +	0,4800	0,50	4320	0,2475

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
5 +	0,4800	1,00	0	0,0000
6 +	0,3725	1,00	0,10	0,3925
6 +	0,3975	1,00	0,25	0,4175
6 +	0,4075	1,00	0,50	0,4275
6 +	0,4175	1,00	1	0,4375
6 +	0,4300	1,00	2	0,4500
6 +	0,4425	1,00	5	0,4625
6 +	0,4525	1,00	10	0,4725
6 +	0,4600	1,00	20	0,4800
6 +	0,4700	1,00	40	0,4900
6 +	0,4825	1,00	80	0,5025
6 +	0,4925	1,00	160	0,5125
7 +	0,0000	1,00	320	0,5200
7 +	0,0075	1,00	1440	0,5275

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
7 +	0,0075	2,00	0	0,0000
8 +	0,0325	2,00	0,10	0,5250
8 +	0,0850	2,00	0,25	0,5775
8 +	0,1125	2,00	0,50	0,6050
8 +	0,1425	2,00	1	0,6350
8 +	0,1625	2,00	2	0,6550
8 +	0,1975	2,00	5	0,6900
8 +	0,2225	2,00	10	0,7150
8 +	0,2400	2,00	20	0,7325
8 +	0,2550	2,00	40	0,7475
8 +	0,2675	2,00	80	0,7600
8 +	0,2800	2,00	160	0,7725
8 +	0,2925	2,00	320	0,7850
8 +	0,3025	2,00	4320	0,7950

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
8 +	0,3025	4,00	0	0,0000
10 +	0,4550	4,00	0,10	1,1525
11 +	0,0200	4,00	0,25	1,2175
11 +	0,0775	4,00	0,50	1,2750
11 +	0,1375	4,00	1	1,3350
11 +	0,1925	4,00	2	1,3900
11 +	0,2700	4,00	5	1,4675
11 +	0,3100	4,00	10	1,5075
11 +	0,3375	4,00	20	1,5350
11 +	0,3600	4,00	40	1,5575
11 +	0,3725	4,00	80	1,5700
11 +	0,3850	4,00	160	1,5825
11 +	0,3975	4,00	320	1,5950
11 +	0,4200	4,00	1440	1,6175

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
11 +	0,4200	2,00	0	0,0000
11 +	0,3950	2,00	90	0,0250
11 +	0,3950	1,00	0	0,0000
11 +	0,2850	1,00	90	0,1100
11 +	0,2850	0,50	0	0,0000
11 +	0,1800	0,50	90	0,1050
11 +	0,1800	0,25	0	0,0000
11 +	0,0725	0,25	90	0,1075

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	176,94	241,08
Masa capsula + suelo seco (g)	161,76	204,21
Masa del agua (g)	15,18	36,87
Masa de capsula (g)	125,35	126,80
Masa del suelo seco: Ws (g)	36,41	77,41
Contenido de agua: W (%)	41,69	47,63
W promedio (%)	41,69	47,63

Peso unitario 1,65 g/cm3

131,11

92,53

MASA SUELO HUMEDO (Mm) =

MASA SUELO SECO (Ms) =

Diámetro del anillo = 6,312 cm
 Area del anillo A = 31,29 cm2
 Ho = 25,33 mm

Altura de la muestra al principio de la prueba

Peso especifico relativo de solidos $G_s = 2,793$
 Altura de los solidos $H_s = 10.Ms/(A.G_s) = 10,59$ mm
 Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba $\Delta H = 2,3975$ mm
 Altura final de la muestra $H_1 = H_o - \Delta H = 22,93$ mm
 Altura inicial del agua $H_{wo} = W_o.H_s.G_s = 12,33$ mm
 Altura final del agua $H_{w1} = W_1.H_s.G_s = 14,08$ mm
 Relacion de vacios inicial $e_o = (H_o - H_s)/H_s = 1,39$
 Relacion de vacios final $e_1 = (H_1 - H_s)/H_s = 1,17$
 Grado de saturacion inicial $S_{ro} = H_{wo}/(H_o - H_s) = 83,63$ %
 Grado de saturacion final $S_{r1} = H_{w1}/(H_1 - H_s) = 114,09$ %

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:

$H_s = 10,59$ mm
 $H_o = 25,33$ mm

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
4 +	0,0000	0,25	0	0,0000
4 +	0,1125	0,25	0,10	0,1125
4 +	0,1175	0,25	0,25	0,1175
4 +	0,1200	0,25	0,50	0,1200
4 +	0,1225	0,25	1	0,1225
4 +	0,1275	0,25	2	0,1275
4 +	0,1325	0,25	5	0,1325
4 +	0,1550	0,25	10	0,1550
4 +	0,1575	0,25	20	0,1575
4 +	0,1600	0,25	40	0,1600
4 +	0,1625	0,25	80	0,1625
4 +	0,1625	0,25	160	0,1625
4 +	0,1625	0,25	320	0,1625
4 +	0,1650	0,25	1440	0,1650

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
4 +	0,1650	0,50	0	0,0000
4 +	0,2625	0,50	0,10	0,0975
4 +	0,2675	0,50	0,25	0,1025
4 +	0,2700	0,50	0,50	0,1050
4 +	0,2750	0,50	1	0,1100
4 +	0,2800	0,50	2	0,1150
4 +	0,2875	0,50	5	0,1225
4 +	0,2925	0,50	10	0,1275
4 +	0,2950	0,50	20	0,1300
4 +	0,2975	0,50	40	0,1325
4 +	0,3000	0,50	80	0,1350
4 +	0,3050	0,50	160	0,1400
4 +	0,3125	0,50	320	0,1475
4 +	0,3225	0,50	1440	0,1575

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
4 +	0,3225	1,00	0	0,0000
5 +	0,0050	1,00	0,10	0,1825
5 +	0,0150	1,00	0,25	0,1925
5 +	0,0275	1,00	0,50	0,2050
5 +	0,0350	1,00	1	0,2125
5 +	0,0400	1,00	2	0,2175
5 +	0,0475	1,00	5	0,2250
5 +	0,0525	1,00	10	0,2300
5 +	0,0600	1,00	20	0,2375
5 +	0,0650	1,00	40	0,2425
5 +	0,0700	1,00	80	0,2475
5 +	0,0775	1,00	160	0,2550
5 +	0,0900	1,00	320	0,2675
5 +	0,1000	1,00	1440	0,2775

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
5 +	0,1000	2,00	0	0,0000
6 +	0,1425	2,00	0,10	0,5425
6 +	0,1950	2,00	0,25	0,5950
6 +	0,2250	2,00	0,50	0,6250
6 +	0,2400	2,00	1	0,6400
6 +	0,2575	2,00	2	0,6575
6 +	0,2700	2,00	5	0,6700
6 +	0,2850	2,00	10	0,6850
6 +	0,3125	2,00	20	0,7125
6 +	0,3250	2,00	40	0,7250
6 +	0,3350	2,00	80	0,7350
6 +	0,3550	2,00	160	0,7550
6 +	0,3600	2,00	320	0,7600
6 +	0,3950	2,00	4320	0,7950

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
6 +	0,3950	4,00	0	0,0000
8 +	0,1000	4,00	0,10	0,7050
8 +	0,1625	4,00	0,25	0,7675
8 +	0,2050	4,00	0,50	0,8100
8 +	0,2425	4,00	1	0,8475
8 +	0,2725	4,00	2	0,8775
8 +	0,3100	4,00	5	0,9150
8 +	0,3325	4,00	10	0,9375
8 +	0,3475	4,00	20	0,9525
8 +	0,3575	4,00	40	0,9625
8 +	0,3700	4,00	80	0,9750
8 +	0,3800	4,00	160	0,9850
8 +	0,3875	4,00	320	0,9925
8 +	0,3975	4,00	1440	1,0025

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
8 +	0,3975	2,00	0	0,0000
8 +	0,3525	2,00	90	0,0450
8 +	0,3525	1,00	0	0,0000
8 +	0,2400	1,00	90	0,1125
8 +	0,2400	0,50	0	0,0000
8 +	0,1075	0,50	90	0,1325
8 +	0,1075	0,25	0	0,0000
8 +	0,0225	0,25	90	0,0850

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	174,50	272,80
Masa capsula + suelo seco (g)	160,32	239,35
Masa del agua (g)	14,18	33,45
Masa de capsula (g)	126,70	164,24
Masa del suelo seco: Ws (g)	33,62	75,11
Contenido de agua: W (%)	42,18	44,53
W promedio (%)	42,18	44,53

MASA SUELO HUMEDO (Mm) = 130,56 Peso unitario 1,65 g/cm3

MASA SUELO SECO (Ms) = 91,83

Diámetro del anillo = 6,312 cm
 Area del anillo A = 31,29 cm2
 Ho = 25,33 mm

Peso especifico relativo de solidos Gs = 2,786
 Altura de los solidos Hs = 10,53 mm

Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba Delta H =

Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H =

Altura inicial del agua Hwo = Wo.Hs.Gs =

Altura final del agua Hw1 = W1.Hs.Gs =

Relacion de vacios inicial eo = (Ho-Hs)/Hs =

Relacion de vacios final e1 = (H1-Hs)/Hs =

Grado de saturacion inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) =

Grado de saturacion final Sr1 = Hw1/(H1-Hs) =

2,0940 mm
 23,24 mm
 12,38 mm
 13,07 mm
 1,40
 1,21
 83,65 %
 102,88 %

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:

Hs = 10,53 mm

Ho = 25,33 mm

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
5,8+	0,0000	0,25	0	0,0000
5,8+	0,1780	0,25	0,10	0,1780
5,8+	0,1840	0,25	0,25	0,1840
5,8+	0,1860	0,25	0,50	0,1860
5,8+	0,1900	0,25	1	0,1900
5,8+	0,1940	0,25	2	0,1940
5,8+	0,1960	0,25	5	0,1960
6,0+	0,0000	0,25	10	0,2000
6,0+	0,0060	0,25	20	0,2060
6,0+	0,0080	0,25	40	0,2080
6,0+	0,0100	0,25	80	0,2100
6,0+	0,0120	0,25	160	0,2140
6,0+	0,0160	0,25	320	0,2160
6,0+	0,0180	0,25	1440	0,2180

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
6,0+	0,0180	0,50	0	0,0000
6,0+	0,1060	0,50	0,10	0,0880
6,0+	0,1100	0,50	0,25	0,0920
6,0+	0,1140	0,50	0,50	0,0960
6,0+	0,1200	0,50	1	0,1020
6,0+	0,1260	0,50	2	0,1080
6,0+	0,1360	0,50	5	0,1180
6,0+	0,1420	0,50	10	0,1220
6,0+	0,1460	0,50	20	0,1260
6,0+	0,1500	0,50	40	0,1340
6,0+	0,1580	0,50	80	0,1380
6,0+	0,1620	0,50	160	0,1440
6,0+	0,1680	0,50	320	0,1500
6,0+	0,1740	0,50	1440	0,1560

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
6,0+	0,1740	1,00	0	0,0000
6,4+	0,0060	1,00	0,10	0,2320
6,4+	0,0320	1,00	0,25	0,2580
6,4+	0,0400	1,00	0,50	0,2660
6,4+	0,0520	1,00	1	0,2780
6,4+	0,0620	1,00	2	0,2880
6,4+	0,0720	1,00	5	0,2980
6,4+	0,0800	1,00	10	0,3060
6,4+	0,0880	1,00	20	0,3140
6,4+	0,0960	1,00	40	0,3220
6,4+	0,1040	1,00	80	0,3300
6,4+	0,1140	1,00	160	0,3400
6,4+	0,1220	1,00	320	0,3480
6,4+	0,1300	1,00	1440	0,3560

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
6,4+	0,1300	2,00	0	0,0000
6,8+	0,1000	2,00	0,10	0,3700
6,8+	0,1400	2,00	0,25	0,4100
6,8+	0,1580	2,00	0,50	0,4280
6,8+	0,1780	2,00	1	0,4480
6,8+	0,1940	2,00	2	0,4640
7,0+	0,0100	2,00	5	0,4800
7,0+	0,0220	2,00	10	0,4920
7,0+	0,0300	2,00	20	0,5000
7,0+	0,0380	2,00	40	0,5080
7,0+	0,0460	2,00	80	0,5160
7,0+	0,0540	2,00	160	0,5240
7,0+	0,0600	2,00	320	0,5300
7,0+	0,0700	2,00	1440	0,5400

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
7,0+	0,0700	4,00	0	0,0000
7,6+	0,0380	4,00	0,10	0,5680
7,6+	0,0800	4,00	0,25	0,6100
7,6+	0,1120	4,00	0,50	0,6420
7,6+	0,1400	4,00	1	0,6700
7,6+	0,1660	4,00	2	0,6960
7,8+	0,0000	4,00	5	0,7300
7,8+	0,0180	4,00	10	0,7480
7,8+	0,0300	4,00	20	0,7600
7,8+	0,0420	4,00	40	0,7720
7,8+	0,0540	4,00	80	0,7840
7,8+	0,0620	4,00	160	0,7920
7,8+	0,0700	4,00	320	0,8000
7,8+	0,0940	4,00	1440	0,8240

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
7,8+	0,0940	2,00	30	0,0000
7,8+	0,0480	2,00	90	0,0460
7,8+	0,0480	1,00	30	0,0000
7,6+	0,1380	1,00	90	0,1100
7,6+	0,1380	0,50	30	0,0000
7,6+	0,0300	0,50	90	0,1080
7,6+	0,0300	0,25	30	0,0000
7,4+	0,1300	0,25	90	0,1000

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
8+	0,0000	0,25	0	0,0000
8+	0,1075	0,25	0,10	0,1075
8+	0,1050	0,25	0,25	0,1050
8+	0,1200	0,25	0,50	0,1200
8+	0,1225	0,25	1	0,1225
8+	0,1250	0,25	2	0,1250
8+	0,1300	0,25	5	0,1300
8+	0,1475	0,25	10	0,1475
8+	0,1550	0,25	20	0,1550
8+	0,1600	0,25	40	0,1600
8+	0,1625	0,25	80	0,1625
8+	0,1650	0,25	160	0,1650
8+	0,1675	0,25	320	0,1675
8+	0,1675	0,25	1440	0,1675

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
8+	0,1675	0,50	0	0,0000
8+	0,2550	0,50	0,10	0,0875
8+	0,2675	0,50	0,25	0,1000
8+	0,2725	0,50	0,50	0,1050
8+	0,2825	0,50	1	0,1150
8+	0,2850	0,50	2	0,1175
8+	0,2875	0,50	5	0,1200
8+	0,2925	0,50	10	0,1250
8+	0,2950	0,50	20	0,1275
8+	0,3000	0,50	40	0,1325
8+	0,3025	0,50	80	0,1350
8+	0,3075	0,50	160	0,1400
8+	0,3100	0,50	320	0,1425
8+	0,3175	0,50	1440	0,1500

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
8+	0,3175	1,00	0	0,0000
9+	0,0000	1,00	0,10	0,1825
9+	0,0120	1,00	0,25	0,1945
9+	0,0250	1,00	0,50	0,2075
9+	0,0300	1,00	1	0,2125
9+	0,0375	1,00	2	0,2200
9+	0,0475	1,00	5	0,2300
9+	0,0550	1,00	10	0,2375
9+	0,0600	1,00	20	0,2425
9+	0,0650	1,00	40	0,2475
9+	0,0725	1,00	80	0,2550
9+	0,0800	1,00	160	0,2625
9+	0,0850	1,00	320	0,2675
9+	0,0950	1,00	1440	0,2775

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
9+	0,0950	2,00	0	0,0000
10+	0,1400	2,00	0,10	0,5450
10+	0,1900	2,00	0,25	0,5950
10+	0,2175	2,00	0,50	0,6225
10+	0,2400	2,00	1	0,6450
10+	0,2575	2,00	2	0,6625
10+	0,2700	2,00	5	0,6750
10+	0,2850	2,00	10	0,6900
10+	0,3100	2,00	20	0,7150
10+	0,3250	2,00	40	0,7300
10+	0,3350	2,00	80	0,7400
10+	0,3500	2,00	160	0,7550
10+	0,3625	2,00	320	0,7675
10+	0,3875	2,00	4320	0,7925

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
10+	0,3875	4,00	0	0,0000
12+	0,1000	4,00	0,10	0,7125
12+	0,1500	4,00	0,25	0,7625
12+	0,1975	4,00	0,50	0,8100
12+	0,2375	4,00	1	0,8500
12+	0,2650	4,00	2	0,8775
12+	0,3000	4,00	5	0,9125
12+	0,3250	4,00	10	0,9375
12+	0,3400	4,00	20	0,9525
12+	0,3500	4,00	40	0,9625
12+	0,3625	4,00	80	0,9750
12+	0,3750	4,00	160	0,9875
12+	0,3850	4,00	320	0,9975
12+	0,3925	4,00	1440	1,0050

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
12+	0,3925	2,00	0	0,0000
12+	0,3600	2,00	90	0,0325
12+	0,3600	1,00	0	0,0000
12+	0,2500	1,00	90	0,1100
12+	0,2500	0,50	0	0,0000
12+	0,1225	0,50	90	0,1275
12+	0,1225	0,25	0	0,0000
12+	0,0300	0,25	90	0,0925

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	177,23	232,41
Masa capsula + suelo seco (g)	162,03	201,17
Masa del agua (g)	15,20	31,24
Masa de capsula (g)	125,35	126,80
Masa del suelo seco: Ws (g)	36,68	74,37
Contenido de agua: W (%)	41,44	42,01
W promedio (%)	41,44	42,01

MASA SUELO HUMEDO (Mm) = 129,73 Peso unitario 1,64 g/cm3

MASA SUELO SECO (Ms) = 91,72

Altura de la muestra al principio de la prueba

Diámetro del anillo = 6,312 cm

Area del anillo A = 31,29 cm2

Ho = 25,33 mm

Peso especifico relativo de solidos Gs = 2,788

Altura de los solidos Hs = 10,51 mm

Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba Delta H = 2,39 mm

Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H = 22,94 mm

Altura inicial del agua Hwo = Wo.Hs.Gs = 12,15 mm

Altura final del agua Hw1 = W1.Hs.Gs = 12,31 mm

Relacion de vacios inicial eo = (Ho-Hs)/Hs = 1,41

Relacion de vacios final e1 = (H1-Hs)/Hs = 1,18

Grado de saturacion inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) = 81,97 %

Grado de saturacion final Sr1 = Hw1/(H1-Hs) = 99,09 %

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:

Hs = 10,51 mm

Ho = 25,33 mm

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	180,21	275,72
Masa capsula + suelo seco (g)	163,45	240,18
Masa del agua (g)	16,76	35,54
Masa de capsula (g)	125,74	162,53
Masa del suelo seco: Ws (g)	37,71	77,65
Contenido de agua: W (%)	44,44	45,77
W promedio (%)	44,44	45,77

MASA SUELO HUMEDO (Mm) = 128,78 Peso unitario 1,61 g/cm³

MASA SUELO SECO (Ms) = 89,16

Altura de la muestra al principio de la prueba

Peso especifico relativo de solidos Gs =

Altura de los solidos Hs = 10. Ms/(A. Gs) =

Variacion en la altura de la muestra del principio al

final de la prueba Delta H =

Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H =

Altura inicial del agua Hwo = Wo. Hs. Gs =

Altura final del agua Hw1 = W1. Hs. Gs =

Relacion de vacios inicial eo = (Ho-Hs)/Hs =

Relacion de vacios final e1 = (H1-Hs)/Hs =

Grado de saturacion inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) =

Grado de saturacion final Sr1 = Hw1/(H1-Hs) =

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:

Hs =

10,31 mm

Ho =

25,42 mm

Diámetro del anillo =

Area del anillo A =

Ho =

6,33 cm

31,47 cm²

25,42 mm

2,749

10,31 mm

2,9200 mm

22,50 mm

12,59 mm

12,97 mm

1,47

1,18

83,31 %

106,33 %

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
8+	0,0000	0,25	-	-	0,0000
8+	0,1200	0,25	0,10	0,32	0,1200
8+	0,1250	0,25	0,25	0,50	0,1250
8+	0,1275	0,25	0,50	0,71	0,1275
8+	0,1325	0,25	1,00	1,00	0,1325
8+	0,1350	0,25	2,00	1,41	0,1350
8+	0,1375	0,25	5,00	2,24	0,1375
8+	0,1400	0,25	10,00	3,16	0,1400
8+	0,1425	0,25	20,00	4,47	0,1425
8+	0,1450	0,25	40,00	6,32	0,1450
8+	0,1474	0,25	80,00	8,94	0,1474
8+	0,1500	0,25	160,00	12,65	0,1500
8+	0,1525	0,25	320,00	17,89	0,1525
8+	0,1575	0,25	1.440,00	37,95	0,1575

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
8+	0,1575	0,50	-	-	0,0000
8+	0,2750	0,50	0,10	0,32	0,1175
8+	0,2875	0,50	0,25	0,50	0,1300
8+	0,2950	0,50	0,50	0,71	0,1375
8+	0,3000	0,50	1,00	1,00	0,1425
8+	0,3075	0,50	2,00	1,41	0,1500
8+	0,3150	0,50	5,00	2,24	0,1575
8+	0,3175	0,50	10,00	3,16	0,1600
8+	0,3225	0,50	20,00	4,47	0,1650
8+	0,3275	0,50	40,00	6,32	0,1700
8+	0,3325	0,50	80,00	8,94	0,1750
8+	0,3375	0,50	160,00	12,65	0,1800
8+	0,3400	0,50	320,00	17,89	0,1825
8+	0,3450	0,50	1.440,00	37,95	0,1875

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
8+	0,3450	1,00	-	-	0,0000
9+	0,1275	1,00	0,10	0,32	0,2825
9+	0,1650	1,00	0,25	0,50	0,3200
9+	0,1925	1,00	0,50	0,71	0,3475
9+	0,2075	1,00	1,00	1,00	0,3625
9+	0,2200	1,00	2,00	1,41	0,3750
9+	0,2375	1,00	5,00	2,24	0,3925
9+	0,2475	1,00	10,00	3,16	0,4025
9+	0,2575	1,00	20,00	4,47	0,4125
9+	0,2675	1,00	40,00	6,32	0,4225
9+	0,2800	1,00	80,00	8,94	0,4350
9+	0,2925	1,00	160,00	12,65	0,4475
9+	0,3050	1,00	320,00	17,89	0,4600
9+	0,3125	1,00	1.440,00	37,95	0,4675

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
9+	0,3125	2,00	-	-	0,0000
11+	0,0425	2,00	0,10	0,32	0,7300
11+	0,1000	2,00	0,25	0,50	0,7875
11+	0,1300	2,00	0,50	0,71	0,8175
11+	0,1525	2,00	1,00	1,00	0,8400
11+	0,1675	2,00	2,00	1,41	0,8550
11+	0,1850	2,00	5,00	2,24	0,8725
11+	0,2000	2,00	10,00	3,16	0,8875
11+	0,2100	2,00	20,00	4,47	0,8975
11+	0,2200	2,00	40,00	6,32	0,9075
11+	0,2275	2,00	80,00	8,94	0,9150
11+	0,2375	2,00	160,00	12,65	0,9250
11+	0,2425	2,00	320,00	17,89	0,9300
11+	0,2700	2,00	4.320,00	65,73	0,9575

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
11+	0,2700	4,00	-	-	0,0000
13+	0,0500	4,00	0,10	0,32	0,7800
13+	0,1225	4,00	0,25	0,50	0,8525
13+	0,1825	4,00	0,50	0,71	0,9125
13+	0,2300	4,00	1,00	1,00	0,9600
13+	0,2700	4,00	2,00	1,41	1,0000
13+	0,3125	4,00	5,00	2,24	1,0425
13+	0,3350	4,00	10,00	3,16	1,0650
13+	0,3550	4,00	20,00	4,47	1,0850
13+	0,3700	4,00	40,00	6,32	1,1000
13+	0,3825	4,00	80,00	8,94	1,1125
13+	0,3925	4,00	160,00	12,65	1,1225
13+	0,4025	4,00	320,00	17,89	1,1325
13+	0,4200	4,00	1.440,00	37,95	1,1500

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
13+	0,4200	2,00	-	0,0000
13+	0,3500	2,00	90,00	0,0700
13+	0,3500	1,00	-	0,0000
13+	0,2425	1,00	90,00	0,1075
13+	0,2425	0,50	-	0,0000
13+	0,1100	0,50	90,00	0,1325
13+	0,1100	0,25	-	0,0000
13+	0,0275	0,25	90,00	0,0825

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	180,43	231,84
Masa capsula + suelo seco (g)	163,71	198,02
Masa del agua (g)	16,72	33,82
Masa de capsula (g)	126,94	126,44
Masa del suelo seco: Ws (g)	36,77	71,58
Contenido de agua: W (%)	45,47	47,25
W promedio (%)	45,47	47,25
MASA SUELO HUMEDO (Mm) =	129,22	1,63 g/cm3
MASA SUELO SECO (Ms) =	88,83	

Altura de la muestra al principio de la prueba

Peso unitario

Diámetro del anillo =

Area del anillo A =

Ho =

Altura de la muestra al principio de la prueba

Peso especifico relativo de solidos Gs =

Altura de los solidos Hs = 10.Ms/(A.Gs) =

Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba Delta H =

Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H =

Altura inicial del agua Hwo = Wo.Hs.Gs =

Altura final del agua Hw1 = W1.Hs.Gs =

Relacion de vacios inicial eo = (Ho-Hs)/Hs =

Relacion de vacios final e1 = (H1-Hs)/Hs =

Grado de saturacion inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) =

Grado de saturacion final Sr1 = Hw1/(H1-Hs) =

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:

Hs =

Ho =

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
2+	0,0000	0,25	-	-	0,0000
2+	0,1900	0,25	0,10	0,32	0,1900
2+	0,1950	0,25	0,25	0,50	0,1950
2+	0,2025	0,25	0,50	0,71	0,2025
2+	0,2100	0,25	1,00	1,00	0,2100
2+	0,2200	0,25	2,00	1,41	0,2200
2+	0,2300	0,25	5,00	2,24	0,2300
2+	0,2425	0,25	10,00	3,16	0,2425
2+	0,2475	0,25	20,00	4,47	0,2475
2+	0,2500	0,25	40,00	6,32	0,2500
2+	0,2550	0,25	80,00	8,94	0,2550
2+	0,2600	0,25	160,00	12,65	0,2600
2+	0,2625	0,25	320,00	17,89	0,2625
2+	0,2675	0,25	1.440,00	37,95	0,2675

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
2+	0,2675	0,50	-	-	0,0000
3+	0,0150	0,50	0,10	0,32	0,2475
3+	0,0275	0,50	0,25	0,50	0,2600
3+	0,0375	0,50	0,50	0,71	0,2700
3+	0,0475	0,50	1,00	1,00	0,2800
3+	0,0600	0,50	2,00	1,41	0,2925
3+	0,0675	0,50	5,00	2,24	0,3000
3+	0,0750	0,50	10,00	3,16	0,3075
3+	0,0825	0,50	20,00	4,47	0,3150
3+	0,0925	0,50	40,00	6,32	0,3250
3+	0,1025	0,50	80,00	8,94	0,3350
3+	0,1100	0,50	160,00	12,65	0,3425
3+	0,1175	0,50	320,00	17,89	0,3500
3+	0,1300	0,50	4.320,00	65,73	0,3625

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
3+	0,1300	1,00	-	-	0,0000
4+	0,1850	1,00	0,10	0,32	0,5550
4+	0,2075	1,00	0,25	0,50	0,5775
4+	0,2200	1,00	0,50	0,71	0,5900
4+	0,2375	1,00	1,00	1,00	0,6075
4+	0,2525	1,00	2,00	1,41	0,6225
4+	0,2675	1,00	5,00	2,24	0,6375
4+	0,2775	1,00	10,00	3,16	0,6475
4+	0,2875	1,00	20,00	4,47	0,6575
4+	0,3000	1,00	40,00	6,32	0,6700
4+	0,3125	1,00	80,00	8,94	0,6825
4+	0,3275	1,00	160,00	12,65	0,6975
4+	0,3325	1,00	320,00	17,89	0,7025
4+	0,3400	1,00	1.440,00	37,95	0,7100

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	180,67	234,21
Masa capsula + suelo seco (g)	163,22	199,89
Masa del agua (g)	17,45	34,32
Masa de capsula (g)	125,37	126,40
Masa del suelo seco: Ws (g)	37,85	73,49
Contenido de agua: W (%)	46,10	46,70
W promedio (%)	46,10	46,70
MASA SUELO HUMEDO (Mm) =	133,23	
MASA SUELO SECO (Ms) =	91,19	
	Peso unitario	1,66 g/cm3

Diámetro del anillo = 6,333 cm
Area del anillo = 31,50 cm2
Ho = 25,42 mm

Altura de la muestra al principio de la prueba

Peso especifico relativo de solidos Gs =

Altura de los solidos Hs = 10.Ms/(A.Gs) =

Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba Delta H =

Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H =

Altura inicial del agua Hwo = Wo.Hs.Gs =

Altura final del agua Hw1 = W1.Hs.Gs =

Relacion de vacios inicial eo = (Ho-Hs)/Hs =

Relacion de vacios final e1 = (H1-Hs)/Hs =

Grado de saturacion inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) =

Grado de saturacion final Sr1 = Hw1/(H1-Hs) =

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:

Hs = 10,55 mm

Ho = 25,42 mm

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
5+	0,0000	0,25	-	0,0000
5+	0,1475	0,25	0,10	0,1475
5+	0,1600	0,25	0,25	0,1600
5+	0,1700	0,25	0,50	0,1700
5+	0,1775	0,25	1,00	0,1775
5+	0,1850	0,25	2,00	0,1850
5+	0,1900	0,25	5,00	0,1900
5+	0,1950	0,25	10,00	0,1950
5+	0,2000	0,25	20,00	0,2000
5+	0,2050	0,25	40,00	0,2050
5+	0,2100	0,25	80,00	0,2100
5+	0,2150	0,25	160,00	0,2150
5+	0,2200	0,25	320,00	0,2200
5+	0,2225	0,25	1.440,00	0,2225

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
5+	0,2225	0,50	-	0,0000
5+	0,3200	0,50	0,10	0,0975
5+	0,3475	0,50	0,25	0,1250
5+	0,3625	0,50	0,50	0,1400
5+	0,3775	0,50	1,00	0,1550
5+	0,3900	0,50	2,00	0,1675
5+	0,4025	0,50	5,00	0,1800
5+	0,4150	0,50	10,00	0,1925
5+	0,4250	0,50	20,00	0,2025
5+	0,4350	0,50	40,00	0,2125
5+	0,4425	0,50	80,00	0,2200
5+	0,4550	0,50	160,00	0,2325
5+	0,4650	0,50	320,00	0,2425
5+	0,4725	0,50	4.320,00	0,2500

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
5+	0,4725	1,00	-	0,0000
6+	0,3625	1,00	0,10	0,3900
6+	0,3900	1,00	0,25	0,4175
6+	0,4000	1,00	0,50	0,4275
6+	0,4150	1,00	1,00	0,4425
6+	0,4250	1,00	2,00	0,4525
6+	0,4375	1,00	5,00	0,4650
6+	0,4500	1,00	10,00	0,4775
6+	0,4550	1,00	20,00	0,4825
6+	0,4625	1,00	40,00	0,4900
6+	0,4775	1,00	80,00	0,5050
6+	0,4875	1,00	160,00	0,5150
7+	0,0000	1,00	320,00	0,5200
7+	0,0050	1,00	1.440,00	0,5250

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
7+	0,0050	2,00	-	0,0000
8+	0,0250	2,00	0,10	0,5200
8+	0,0750	2,00	0,25	0,5700
8+	0,1000	2,00	0,50	0,5950
8+	0,1350	2,00	1,00	0,6300
8+	0,1550	2,00	2,00	0,6500
8+	0,1875	2,00	5,00	0,6825
8+	0,2125	2,00	10,00	0,7075
8+	0,2325	2,00	20,00	0,7275
8+	0,2475	2,00	40,00	0,7425
8+	0,2600	2,00	80,00	0,7550
8+	0,2725	2,00	160,00	0,7675
8+	0,2875	2,00	320,00	0,7825
8+	0,2950	2,00	1.440,00	0,7900

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
8+	0,2950	4,00	-	0,0000
10+	0,4400	4,00	0,10	1,1450
11+	0,0075	4,00	0,25	1,2125
11+	0,0725	4,00	0,50	1,2775
11+	0,1350	4,00	1,00	1,3400
11+	0,1900	4,00	2,00	1,3950
11+	0,2400	4,00	5,00	1,4450
11+	0,2875	4,00	10,00	1,4925
11+	0,3200	4,00	20,00	1,5250
11+	0,3475	4,00	40,00	1,5525
11+	0,3650	4,00	80,00	1,5700
11+	0,3875	4,00	160,00	1,5925
11+	0,4000	4,00	320,00	1,6050
11+	0,4075	4,00	1.440,00	1,6125

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
11+	0,4075	2,00	-	0,0000
11+	0,3800	2,00	90,00	0,0275
11+	0,3800	1,00	-	0,0000
11+	0,2850	1,00	90,00	0,0950
11+	0,2850	0,50	-	0,0000
11+	0,1850	0,50	90,00	0,1000
11+	0,1850	0,25	-	0,0000
11+	0,0800	0,25	90,00	0,1050

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	174,28	272,52
Masa capsula + suelo seco (g)	160,06	239,15
Masa del agua (g)	14,22	33,37
Masa de capsula (g)	126,70	164,24
Masa del suelo seco: Ws (g)	33,36	74,91
Contenido de agua: W (%)	42,63	44,55
W promedio (%)	42,63	44,55

MASA SUELO HUMEDO (Mm) = 131,92 Peso unitario 1,66 g/cm3

MASA SUELO SECO (Ms) = 92,49

Altura de la muestra al principio de la prueba

Diámetro del anillo = 6,312 cm

Area del anillo A = 31,29 cm²

Ho = 25,33 mm

Peso especifico relativo de solidos Gs = 2,774

Altura de los solidos Hs = 10.Ms/(A.Gs) = 10,66 mm

Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba Delta H = 2,1080 mm

Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H = 23,22 mm

Altura inicial del agua Hwo = Wo.Hs.Gs = 12,60 mm

Altura final del agua Hw1 = W1.Hs.Gs = 13,17 mm

Relacion de vacios inicial eo = (Ho-Hs)/Hs = 1,38

Relacion de vacios final e1 = (H1-Hs)/Hs = 1,18

Grado de saturacion inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) = 85,87 %

Grado de saturacion final Srl = Hw1/(H1-Hs) = 104,79 %

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:

Hs = 10,66 mm

Ho = 25,33 mm

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
7,0+	0,0000	0,25	0	0,0000
7,0+	0,1780	0,25	0,10	0,1780
7,0+	0,1860	0,25	0,25	0,1860
7,0+	0,1880	0,25	0,50	0,1880
7,0+	0,1900	0,25	1	0,1900
7,0+	0,1940	0,25	2	0,1940
7,0+	0,1980	0,25	5	0,1980
7,2+	0,0020	0,25	10	0,2020
7,2+	0,0080	0,25	20	0,2080
7,2+	0,0100	0,25	40	0,2100
7,2+	0,0120	0,25	80	0,2120
7,2+	0,0120	0,25	160	0,2160
7,2+	0,0160	0,25	320	0,2180
7,2+	0,0180	0,25	1440	0,2200

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
7,2+	0,0180	0,50	0	0,0000
7,2+	0,1000	0,50	0,10	0,0820
7,2+	0,1080	0,50	0,25	0,0900
7,2+	0,1140	0,50	0,50	0,0960
7,2+	0,1200	0,50	1	0,1020
7,2+	0,1300	0,50	2	0,1120
7,2+	0,1380	0,50	5	0,1200
7,2+	0,1420	0,50	10	0,1240
7,2+	0,1460	0,50	20	0,1280
7,2+	0,1500	0,50	40	0,1380
7,2+	0,1600	0,50	80	0,1420
7,2+	0,1640	0,50	160	0,1500
7,2+	0,1720	0,50	320	0,1580
7,2+	0,1800	0,50	1440	0,1660

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
7,2+	0,1800	1,00	0	0,0000
7,6+	0,0100	1,00	0,10	0,2300
7,6+	0,0380	1,00	0,25	0,2580
7,6+	0,0400	1,00	0,50	0,2600
7,6+	0,0540	1,00	1	0,2740
7,6+	0,0660	1,00	2	0,2860
7,6+	0,0740	1,00	5	0,2940
7,6+	0,0840	1,00	10	0,3040
7,6+	0,0880	1,00	20	0,3080
7,6+	0,0980	1,00	40	0,3180
7,6+	0,1040	1,00	80	0,3240
7,6+	0,1140	1,00	160	0,3340
7,6+	0,1220	1,00	320	0,3420
7,6+	0,1340	1,00	1440	0,3540

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
7,6+	0,1340	2,00	0	0,0000
8,0+	0,0960	2,00	0,10	0,3620
8,0+	0,1380	2,00	0,25	0,4040
8,0+	0,1540	2,00	0,50	0,4200
8,0+	0,1760	2,00	1	0,4420
8,0+	0,1940	2,00	2	0,4600
8,2+	0,0120	2,00	5	0,4780
8,2+	0,0240	2,00	10	0,4900
8,2+	0,0320	2,00	20	0,4980
8,2+	0,0400	2,00	40	0,5060
8,2+	0,0480	2,00	80	0,5140
8,2+	0,0540	2,00	160	0,5200
8,2+	0,0640	2,00	320	0,5300
8,2+	0,0720	2,00	1440	0,5380

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
8,2+	0,0720	4,00	0	0,0000
8,8+	0,0340	4,00	0,10	0,5620
8,8+	0,0760	4,00	0,25	0,6040
8,8+	0,1120	4,00	0,50	0,6400
8,8+	0,1440	4,00	1	0,6720
8,8+	0,1740	4,00	2	0,7020
9,0+	0,0020	4,00	5	0,7300
9,0+	0,0160	4,00	10	0,7440
9,0+	0,0280	4,00	20	0,7560
9,0+	0,0380	4,00	40	0,7660
9,0+	0,0500	4,00	80	0,7780
9,0+	0,0740	4,00	160	0,8020
9,0+	0,0880	4,00	320	0,8160
9,0+	0,1020	4,00	1440	0,8300

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
9+	0,1020	2,00	0	0,0000
9+	0,0480	2,00	90	0,0540
9+	0,0480	1,00	0	0,0000
8,8+	0,1380	1,00	90	0,1100
8,8+	0,1380	0,50	0	0,0000
8,8+	0,0300	0,50	90	0,1080
8,8+	0,0300	0,25	0	0,0000
8,6+	0,1300	0,25	90	0,1000

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	177,11	241,23
Masa capsula + suelo seco (g)	161,92	204,56
Masa del agua (g)	15,19	36,67
Masa de capsula (g)	125,35	126,80
Masa del suelo seco: Ws (g)	36,57	77,76
Contenido de agua: W (%)	41,54	47,16
W promedio (%)	41,54	47,16

Peso unitario

130,07

MASA SUELO HUMEDO (Mm) =

91,90

MASA SUELO SECO (Ms) =

Altura de la muestra al principio de la prueba

Diámetro del anillo =
Area del anillo A =
Ho =

6,312 cm
31,29 cm²
25,33 mm

Peso especifico relativo de solidos Gs =
Altura de los solidos Hs = 10.Ms/(A.Gs) =
Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba Delta H =
Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H =
Altura inicial del agua Hwo = Wo.Hs.Gs =
Altura final del agua Hw1 = W1.Hs.Gs =
Relacion de vacios inicial eo = (Ho-Hs)/Hs =
Relacion de vacios final e1 = (H1-Hs)/Hs =
Grado de saturacion inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) =
Grado de saturacion final Sr1 = Hw1/(H1-Hs) =

2,785
10,55 mm
2,4125 mm
22,92 mm
12,20 mm
13,85 mm
1,40
1,17
82,51 %
111,94 %

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:

Hs =
Ho =

10,55 mm
25,33 mm

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
5+	0,0000	0,25	0	0,0000
5+	0,1100	0,25	0,10	0,1100
5+	0,1175	0,25	0,25	0,1175
5+	0,1225	0,25	0,50	0,1225
5+	0,1250	0,25	1	0,1250
5+	0,1275	0,25	2	0,1275
5+	0,1350	0,25	5	0,1350
5+	0,1475	0,25	10	0,1475
5+	0,1550	0,25	20	0,1550
5+	0,1600	0,25	40	0,1600
5+	0,1625	0,25	80	0,1625
5+	0,1650	0,25	160	0,1650
5+	0,1675	0,25	320	0,1675
5+	0,1700	0,25	1440	0,1700

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
5+	0,1700	0,50	0	0,0000
5+	0,2575	0,50	0,10	0,0875
5+	0,2650	0,50	0,25	0,0950
5+	0,2700	0,50	0,50	0,1000
5+	0,2750	0,50	1	0,1050
5+	0,2825	0,50	2	0,1125
5+	0,2900	0,50	5	0,1200
5+	0,3075	0,50	10	0,1375
5+	0,3200	0,50	20	0,1500
5+	0,3300	0,50	40	0,1600
5+	0,3375	0,50	80	0,1675
5+	0,3450	0,50	160	0,1750
5+	0,3525	0,50	320	0,1825
5+	0,3575	0,50	1440	0,1875

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
5+	0,3575	1,00	0	0,0000
6+	0,0025	1,00	0,10	0,1450
6+	0,0150	1,00	0,25	0,1575
6+	0,0275	1,00	0,50	0,1700
6+	0,0325	1,00	1	0,1750
6+	0,0375	1,00	2	0,1800
6+	0,0450	1,00	5	0,1875
6+	0,0500	1,00	10	0,1925
6+	0,0575	1,00	20	0,2000
6+	0,0650	1,00	40	0,2075
6+	0,0725	1,00	80	0,2150
6+	0,0800	1,00	160	0,2225
6+	0,0950	1,00	320	0,2375
6+	0,1050	1,00	1440	0,2475

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
6+	0,1050	2,00	0	0,0000
7+	0,1375	2,00	0,10	0,5325
7+	0,1925	2,00	0,25	0,5875
7+	0,2225	2,00	0,50	0,6175
7+	0,2375	2,00	1	0,6325
7+	0,2550	2,00	2	0,6500
7+	0,2700	2,00	5	0,6650
7+	0,2875	2,00	10	0,6825
7+	0,3150	2,00	20	0,7100
7+	0,3275	2,00	40	0,7225
7+	0,3450	2,00	80	0,7400
7+	0,3625	2,00	160	0,7575
7+	0,3775	2,00	320	0,7725
7+	0,3900	2,00	4320	0,7850

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
7+	0,3900	4,00	0	0,0000
9+	0,0925	4,00	0,10	0,7025
9+	0,1575	4,00	0,25	0,7675
9+	0,2025	4,00	0,50	0,8125
9+	0,2400	4,00	1	0,8500
9+	0,2700	4,00	2	0,8800
9+	0,2975	4,00	5	0,9075
9+	0,3250	4,00	10	0,9350
9+	0,3375	4,00	20	0,9475
9+	0,3500	4,00	40	0,9600
9+	0,3650	4,00	80	0,9750
9+	0,3800	4,00	160	0,9900
9+	0,3950	4,00	320	1,0050
9+	0,4125	4,00	1440	1,0225

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
9+	0,4125	2,00	0	0,0000
9+	0,3575	2,00	90	0,0550
9+	0,3575	1,00	0	0,0000
9+	0,2450	1,00	90	0,1125
9+	0,2450	0,50	0	0,0000
9+	0,1150	0,50	90	0,1300
9+	0,1150	0,25	0	0,0000
9+	0,0275	0,25	90	0,0875

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	180,09	275,61
Masa capsula + suelo seco (g)	163,23	240,05
Masa del agua (g)	16,86	35,56
Masa de capsula (g)	125,74	162,53
Masa del suelo seco: Ws (g)	37,49	77,52
Contenido de agua: W (%)	44,97	45,87
W promedio (%)	44,97	45,87

MASA SUELO HUMEDO (Mm) = 127,99 Peso unitario 1,60 g/cm3

MASA SUELO SECO (Ms) = 88,29

Diámetro del anillo = 6,33 cm
 Area del anillo A = 31,47 cm2
 Ho = 25,42 mm

Altura de la muestra al principio de la prueba

Peso especifico relativo de solidos Gs = 2,751

Altura de los solidos Hs = 10,20 mm

Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba Delta H =

Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H = 2,9225 mm

Altura inicial del agua Hwo = Wo.Hs.Gs = 22,50 mm

Altura final del agua Hw1 = W1.Hs.Gs = 12,62 mm

Relacion de vacios inicial eo = (Ho-Hs)/Hs = 12,87 mm

Relacion de vacios final e1 = (H1-Hs)/Hs = 1,49

Grado de saturacion inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) = 1,21

Grado de saturacion final Sr1 = Hw1/(H1-Hs) = 82,88 %

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:

Hs = 10,20 mm

Ho = 25,42 mm

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
4+	0,0000	0,25	-	0,0000
4+	0,1025	0,25	0,10	0,1025
4+	0,1075	0,25	0,25	0,1075
4+	0,1100	0,25	0,50	0,1100
4+	0,1150	0,25	1,00	0,1150
4+	0,1200	0,25	2,00	0,1200
4+	0,1275	0,25	5,00	0,1275
4+	0,1350	0,25	10,00	0,1350
4+	0,1425	0,25	20,00	0,1425
4+	0,1500	0,25	40,00	0,1500
4+	0,1550	0,25	80,00	0,1550
4+	0,1600	0,25	160,00	0,1600
4+	0,1650	0,25	320,00	0,1650
4+	0,1675	0,25	1.440,00	0,1675

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
4+	0,1675	0,50	-	0,0000
4+	0,2700	0,50	0,10	0,1025
4+	0,2825	0,50	0,25	0,1150
4+	0,2925	0,50	0,50	0,1250
4+	0,2975	0,50	1,00	0,1300
4+	0,3025	0,50	2,00	0,1350
4+	0,3100	0,50	5,00	0,1425
4+	0,3150	0,50	10,00	0,1475
4+	0,3200	0,50	20,00	0,1525
4+	0,3250	0,50	40,00	0,1575
4+	0,3325	0,50	80,00	0,1650
4+	0,3400	0,50	160,00	0,1725
4+	0,3475	0,50	320,00	0,1800
4+	0,3500	0,50	1.440,00	0,1825

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
4+	0,3500	1,00	-	0,0000
5+	0,1350	1,00	0,10	0,2850
5+	0,1700	1,00	0,25	0,3200
5+	0,1950	1,00	0,50	0,3450
5+	0,2100	1,00	1,00	0,3600
5+	0,2225	1,00	2,00	0,3725
5+	0,2375	1,00	5,00	0,3875
5+	0,2450	1,00	10,00	0,3950
5+	0,2550	1,00	20,00	0,4050
5+	0,2650	1,00	40,00	0,4150
5+	0,2750	1,00	80,00	0,4250
5+	0,2900	1,00	160,00	0,4400
5+	0,3025	1,00	320,00	0,4525
5+	0,3150	1,00	1.440,00	0,4650

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
5+	0,3150	2,00	-	0,0000
7+	0,0375	2,00	0,10	0,7225
7+	0,0925	2,00	0,25	0,7775
7+	0,1250	2,00	0,50	0,8100
7+	0,1475	2,00	1,00	0,8325
7+	0,1650	2,00	2,00	0,8500
7+	0,1850	2,00	5,00	0,8700
7+	0,2000	2,00	10,00	0,8850
7+	0,2125	2,00	20,00	0,8975
7+	0,2225	2,00	40,00	0,9075
7+	0,2325	2,00	80,00	0,9175
7+	0,2450	2,00	160,00	0,9300
7+	0,2500	2,00	320,00	0,9350
7+	0,2725	2,00	4.320,00	0,9575

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
7+	0,2725	4,00	-	0,0000
9+	0,0425	4,00	0,10	0,7700
9+	0,0950	4,00	0,25	0,8225
9+	0,1350	4,00	0,50	0,8625
9+	0,1575	4,00	1	0,8850
9+	0,1825	4,00	2	0,9100
9+	0,2100	4,00	5	0,9375
9+	0,2425	4,00	10	0,9700
9+	0,2900	4,00	20	1,0175
9+	0,3375	4,00	40	1,0650
9+	0,3650	4,00	80	1,0925
9+	0,3825	4,00	160	1,1100
9+	0,4075	4,00	320	1,1350
9+	0,4225	4,00	1.440	1,1500

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm2)	(min)	(mm)
9+	0,4225	2,00	-	0,0000
9+	0,3450	2,00	90,00	0,0775
9+	0,3450	1,00	-	0,0000
9+	0,2325	1,00	90,00	0,1125
9+	0,2325	0,50	-	0,0000
9+	0,1050	0,50	90,00	0,1275
9+	0,1050	0,25	-	0,0000
9+	0,0200	0,25	90,00	0,0850

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	180,21	231,63
Masa capsula + suelo seco (g)	163,64	198,45
Masa del agua (g)	16,57	33,18
Masa de capsula (g)	126,94	126,44
Masa del suelo seco: Vs (g)	36,70	72,01
Contenido de agua: W (%)	45,15	46,08
W promedio (%)	45,15	46,08
MASA SUELO HUMEDO (Mm) =	129,34	Peso unitario 1,63 g/cm3
MASA SUELO SECO (Ms) =	89,11	

Diámetro del anillo = 6,312 cm
 Area del anillo A = 31,29 cm2
 Ho = 25,33 mm

Peso específico relativo de solidos Gs = 2,725
 Altura de los solidos Hs = 10,45 mm
 Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba Delta H = 3,4875 mm
 Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H = 21,84 mm
 Altura inicial del agua Hwo = Wo.Hs.Gs = 12,86 mm
 Altura final del agua Hw1 = W1. Hs.Gs = 13,12 mm
 Relacion de vacios inicial eo = (Ho-Hs)/Hs = 1,42
 Relacion de vacios final e1 = (H1-Hs)/Hs = 1,09
 Grado de saturacion inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) = 86,42 %
 Grado de saturacion final Sr1 = Hw1/(H1-Hs) = 115,20 %

Altura de la muestra al principio de la prueba

Peso específico relativo de solidos Gs =
 Altura de los solidos Hs = 10.Ms/(A.Gs) =
 Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba Delta H =
 Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H =
 Altura inicial del agua Hwo = Wo.Hs.Gs =
 Altura final del agua Hw1 = W1. Hs.Gs =
 Relacion de vacios inicial eo = (Ho-Hs)/Hs =
 Relacion de vacios final e1 = (H1-Hs)/Hs =
 Grado de saturacion inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) =
 Grado de saturacion final Sr1 = Hw1/(H1-Hs) =

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:
 Hs = 10,45 mm
 Ho = 25,33 mm

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raiz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
5+	0,0000	0,25	-	-	0,0000
5+	0,1125	0,25	0,10	0,32	0,1125
5+	0,1250	0,25	0,25	0,50	0,1250
5+	0,1300	0,25	0,50	0,71	0,1300
5+	0,1375	0,25	1,00	1,00	0,1375
5+	0,1425	0,25	2,00	1,41	0,1425
5+	0,1500	0,25	5,00	2,24	0,1500
5+	0,1600	0,25	10,00	3,16	0,1600
5+	0,1750	0,25	20,00	4,47	0,1750
5+	0,1825	0,25	40,00	6,32	0,1825
5+	0,1900	0,25	80,00	8,94	0,1900
5+	0,2000	0,25	160,00	12,65	0,2000
5+	0,2050	0,25	320,00	17,89	0,2050
5+	0,2100	0,25	1.440,00	37,95	0,2100

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raiz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
5+	0,2100	0,50	-	-	0,0000
5+	0,3675	0,50	0,10	0,32	0,1575
5+	0,4050	0,50	0,25	0,50	0,1950
5+	0,4325	0,50	0,50	0,71	0,2225
5+	0,4500	0,50	1,00	1,00	0,2400
5+	0,4650	0,50	2,00	1,41	0,2550
5+	0,4800	0,50	5,00	2,24	0,2700
5+	0,4975	0,50	10,00	3,16	0,2875
6+	0,0075	0,50	20,00	4,47	0,2900
6+	0,0175	0,50	40,00	6,32	0,3000
6+	0,0250	0,50	80,00	8,94	0,3075
6+	0,0300	0,50	160,00	12,65	0,3125
6+	0,0350	0,50	320,00	17,89	0,3175
6+	0,0475	0,50	4.320,00	65,73	0,3300

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raiz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
6+	0,0475	1,00	-	-	0,0000
7+	0,1775	1,00	0,10	0,32	0,6300
7+	0,2050	1,00	0,25	0,50	0,6575
7+	0,2250	1,00	0,50	0,71	0,6775
7+	0,2400	1,00	1,00	1,00	0,6925
7+	0,2550	1,00	2,00	1,41	0,7075
7+	0,2700	1,00	5,00	2,24	0,7225
7+	0,2775	1,00	10,00	3,16	0,7300
7+	0,2900	1,00	20,00	4,47	0,7425
7+	0,3025	1,00	40,00	6,32	0,7550
7+	0,3125	1,00	80,00	8,94	0,7650
7+	0,3300	1,00	160,00	12,65	0,7825
7+	0,3350	1,00	320,00	17,89	0,7875
7+	0,3425	1,00	1.440,00	37,95	0,7950

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
7+	0,3425	2,00	-	-	0,0000
9+	0,1550	2,00	0,10	0,32	0,8125
9+	0,1975	2,00	0,25	0,50	0,8550
9+	0,2375	2,00	0,50	0,71	0,8950
9+	0,2550	2,00	1,00	1,00	0,9125
9+	0,2775	2,00	2,00	1,41	0,9350
9+	0,2975	2,00	5,00	2,24	0,9550
9+	0,3100	2,00	10,00	3,16	0,9675
9+	0,3200	2,00	20,00	4,47	0,9775
9+	0,3325	2,00	40,00	6,32	0,9900
9+	0,3475	2,00	80,00	8,94	1,0050
9+	0,3575	2,00	160,00	12,65	1,0150
9+	0,3675	2,00	320,00	17,89	1,0250
9+	0,3775	2,00	4.320,00	65,73	1,0350

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
9+	0,3775	4,00	-	-	0,0000
11+	0,0575	4,00	0,10	0,32	0,6800
11+	0,1525	4,00	0,25	0,50	0,7750
11+	0,2000	4,00	0,50	0,71	0,8225
11+	0,2600	4,00	1,00	1,00	0,8825
11+	0,3100	4,00	2,00	1,41	0,9325
11+	0,3600	4,00	5,00	2,24	0,9825
11+	0,3925	4,00	10,00	3,16	1,0150
11+	0,4250	4,00	20,00	4,47	1,0475
11+	0,4300	4,00	40,00	6,32	1,0525
11+	0,4475	4,00	80,00	8,94	1,0700
11+	0,4600	4,00	160,00	12,65	1,0825
11+	0,4700	4,00	320,00	17,89	1,0925
11+	0,4950	4,00	1.440,00	37,95	1,1175

Descarga

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)	(mm)
11+	0,4950	2,00	-	0,0000
11+	0,4300	2,00	90,00	0,0650
11+	0,4300	1,00	-	0,0000
11+	0,3225	1,00	90,00	0,1075
11+	0,3225	0,50	-	0,0000
11+	0,2225	0,50	90,00	0,1000
11+	0,2225	0,25	-	0,0000
11+	0,0975	0,25	90,00	0,1250

ENSAYO DE CONSOLIDACION

Determinacion de W %	Al principio de la prueba	Al final de la prueba
Masa capsula + suelo humedo (g)	180,52	234,01
Masa capsula + suelo seco (g)	163,05	199,67
Masa del agua (g)	17,47	34,34
Masa de capsula (g)	125,37	126,40
Masa del suelo seco: Ws (g)	37,68	73,27
Contenido de agua: W (%)	46,36	46,87
W promedio (%)	46,36	46,87
MASA SUELO HUMEDO (Mm) =	130,22	Peso unitario 1,63 g/cm3
MASA SUELO SECO (Ms) =	88,97	

Diámetro del anillo = 6,333 cm
 Area del anillo A = 31,50 cm2
 Ho = 25,42 mm

Altura de la muestra al principio de la prueba

Peso especifico relativo de solidos Gs =
 Altura de los solidos Hs = 10.Ms/(A.Gs) =
 Variacion en la altura de la muestra del principio al final de la prueba Delta H =
 Altura final de la muestra H1 = Ho - Delta H =
 Altura inicial del agua Hwo = Wo.Hs.Gs =
 Altura final del agua Hw1 = W1.Hs.Gs =
 Relacion de vacios inicial eo = (Ho-Hs)/Hs =
 Relacion de vacios final e1 = (H1-Hs)/Hs =
 Grado de saturacion inicial Sro = Hwo/(Ho-Hs) =
 Grado de saturacion final Sr1 = Hw1/(H1-Hs) =

En el calculo de relacion de vacios usese los valores siguientes:
 Hs = 10,23 mm
 Ho = 25,42 mm

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
3+	0,0000	0,25	-	-	0,0000
3+	0,1625	0,25	0,10	0,32	0,1625
3+	0,1775	0,25	0,25	0,50	0,1775
3+	0,1850	0,25	0,50	0,71	0,1850
3+	0,1900	0,25	1,00	1,00	0,1900
3+	0,1950	0,25	2,00	1,41	0,1950
3+	0,2000	0,25	5,00	2,24	0,2000
3+	0,2025	0,25	10,00	3,16	0,2025
3+	0,2075	0,25	20,00	4,47	0,2075
3+	0,2100	0,25	40,00	6,32	0,2100
3+	0,2150	0,25	80,00	8,94	0,2150
3+	0,2175	0,25	160,00	12,65	0,2175
3+	0,2200	0,25	320,00	17,89	0,2200
3+	0,2275	0,25	1.440,00	37,95	0,2275

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
3+	0,2275	0,50	-	-	0,0000
3+	0,3500	0,50	0,10	0,32	0,1225
3+	0,3650	0,50	0,25	0,50	0,1375
3+	0,3775	0,50	0,50	0,71	0,1500
3+	0,3875	0,50	1,00	1,00	0,1600
3+	0,3975	0,50	2,00	1,41	0,1700
3+	0,4100	0,50	5,00	2,24	0,1825
3+	0,4150	0,50	10,00	3,16	0,1875
3+	0,4225	0,50	20,00	4,47	0,1950
3+	0,4325	0,50	40,00	6,32	0,2050
3+	0,4425	0,50	80,00	8,94	0,2150
3+	0,4525	0,50	160,00	12,65	0,2250
3+	0,4575	0,50	320,00	17,89	0,2300
3+	0,4750	0,50	4.320,00	65,73	0,2475

Lectura Deformímetro		Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
		(kg/cm ²)	(min)		(mm)
3+	0,4750	1,00	-	-	0,0000
4+	0,3650	1,00	0,10	0,32	0,3900
4+	0,3925	1,00	0,25	0,50	0,4175
4+	0,4025	1,00	0,50	0,71	0,4275
4+	0,4150	1,00	1,00	1,00	0,4400
4+	0,4275	1,00	2,00	1,41	0,4525
4+	0,4400	1,00	5,00	2,24	0,4650
4+	0,4500	1,00	10,00	3,16	0,4750
4+	0,4550	1,00	20,00	4,47	0,4800
4+	0,4650	1,00	40,00	6,32	0,4900
4+	0,4800	1,00	80,00	8,94	0,5050
4+	0,4925	1,00	160,00	12,65	0,5175
5+	0,0025	1,00	320,00	17,89	0,5200
5+	0,0075	1,00	1.440,00	37,95	0,5250

Lectura Deformímetro	Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
	(kg/cm2)	(min)		(mm)
5+	0,0075	2,00	-	0,0000
6+	0,0275	2,00	0,10	0,5200
6+	0,0800	2,00	0,25	0,5725
6+	0,1075	2,00	0,50	0,6000
6+	0,1400	2,00	1,00	0,6325
6+	0,1600	2,00	2,00	0,6525
6+	0,1950	2,00	5,00	0,6875
6+	0,2175	2,00	10,00	0,7100
6+	0,2350	2,00	20,00	0,7275
6+	0,2525	2,00	40,00	0,7450
6+	0,2650	2,00	80,00	0,7575
6+	0,2750	2,00	160,00	0,7675
6+	0,2900	2,00	320,00	0,7825
6+	0,2975	2,00	4.320,00	0,7900

Lectura Deformímetro	Carga	Tiempo Transcurrido	Raíz Cuadrada del Tiempo	Lectura Micrómetro
	(kg/cm2)	(min)		(mm)
6+	0,2975	4,00	-	0,0000
8+	0,4450	4,00	0,10	1,1475
9+	0,0125	4,00	0,25	1,2150
9+	0,0700	4,00	0,50	1,2725
9+	0,1300	4,00	1,00	1,3325
9+	0,1850	4,00	2,00	1,3875
9+	0,2625	4,00	5,00	1,4650
9+	0,3050	4,00	10,00	1,5075
9+	0,3325	4,00	20,00	1,5350
9+	0,3550	4,00	40,00	1,5575
9+	0,3675	4,00	80,00	1,5700
9+	0,3800	4,00	160,00	1,5825
9+	0,3900	4,00	320,00	1,5925
9+	0,4125	4,00	1.440,00	1,6150

Descarga

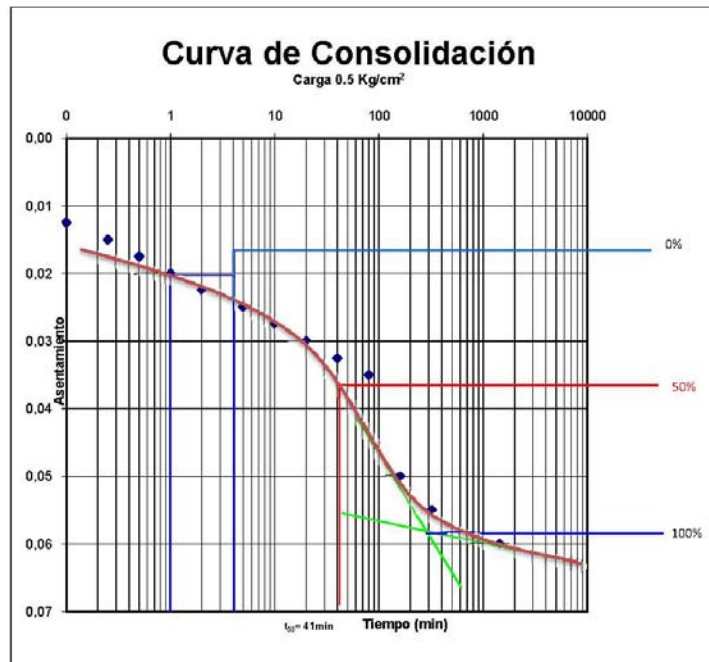
Lectura Deformímetro	Carga	Tiempo Transcurrido	Lectura Micrómetro
	(kg/cm2)	(min)	(mm)
9+	0,4125	2,00	0,0000
9+	0,3825	2,00	0,0300
9+	0,3825	1,00	0,0000
9+	0,2825	1,00	0,1000
9+	0,2825	0,50	0,0000
9+	0,1875	0,50	0,0950
9+	0,1875	0,25	0,0000
9+	0,0775	0,25	0,1100

ANEXO 2

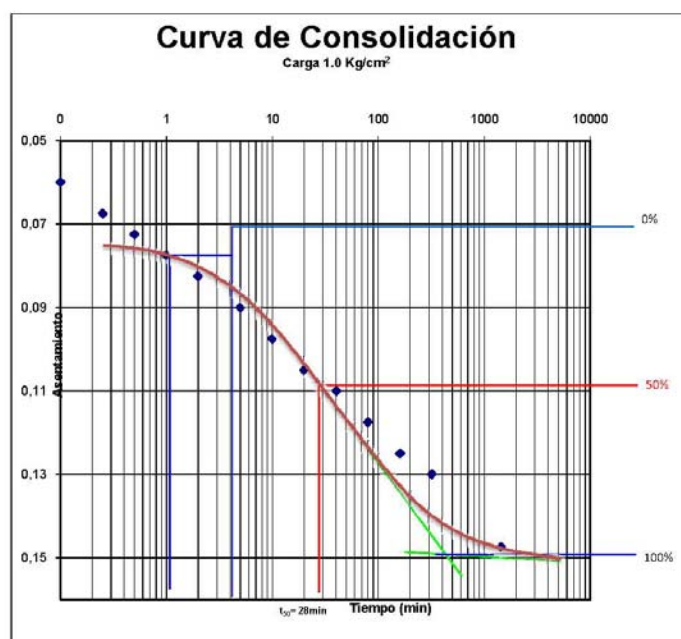
GRAFICOS T50

GRAFICOS PRIMERA EXCAVACION

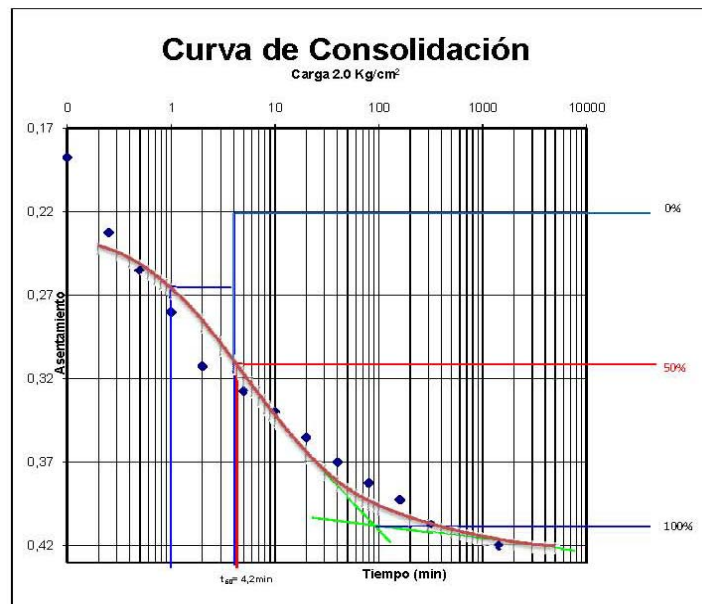
-1 m 0.5 Kg/cm^2



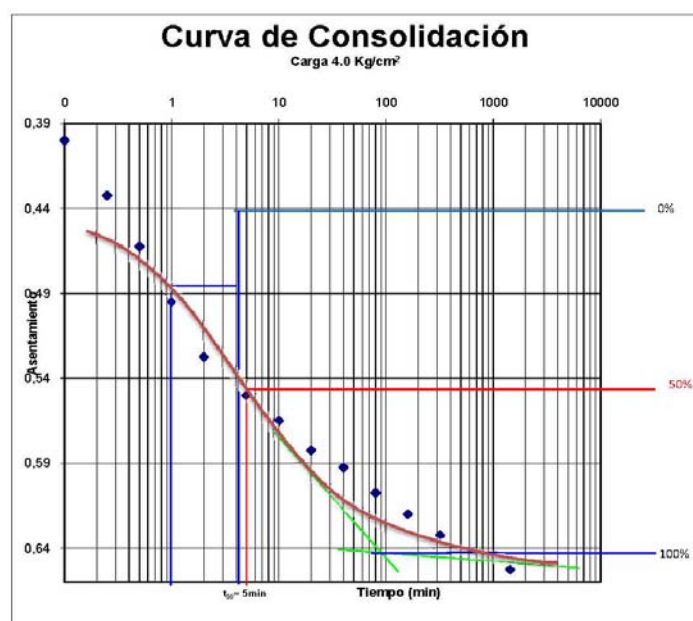
-1m 1 Kg/cm^2



-1m 2 Kg/cm²

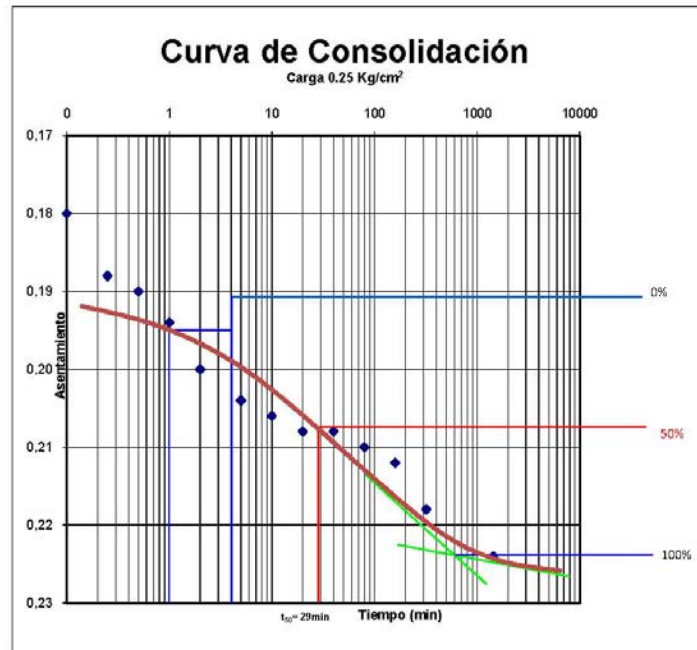


-1m 4 Kg/cm²

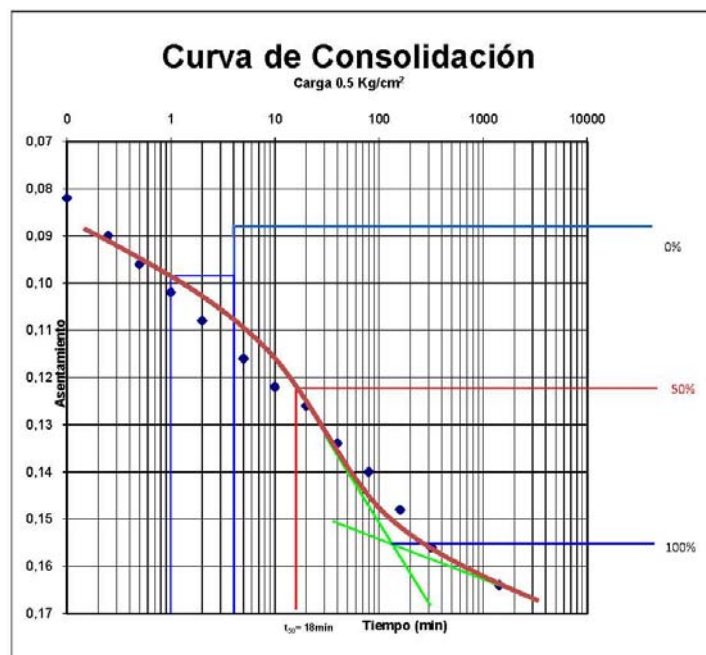


GRAFICOS SEGUNDA EXCAVACION

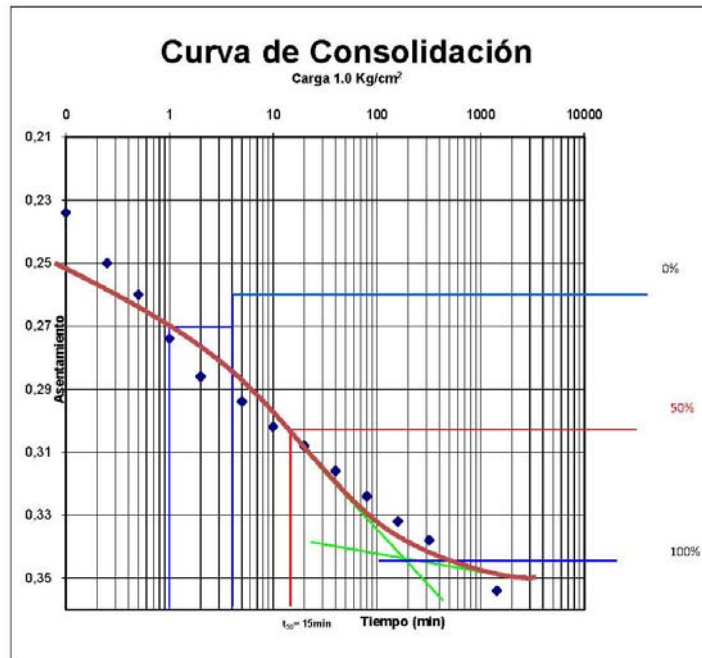
-1m 0.25 Kg/cm²



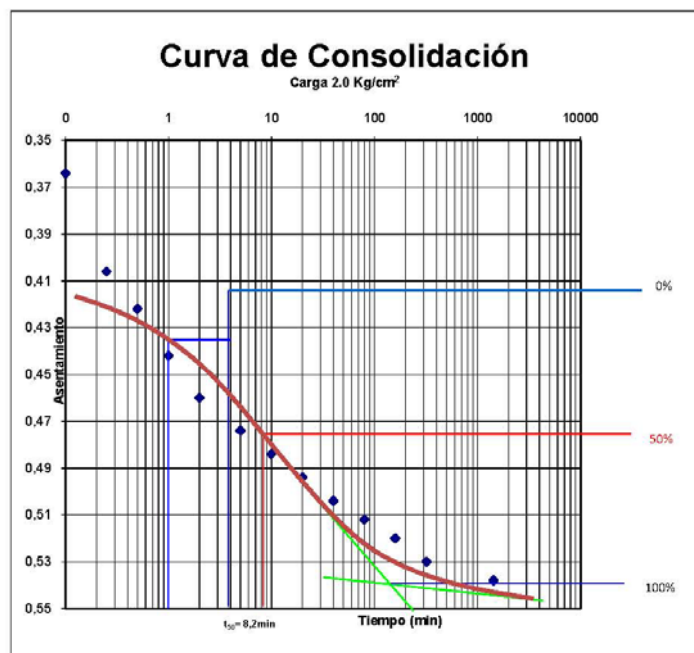
-1m 0.5 Kg/cm²



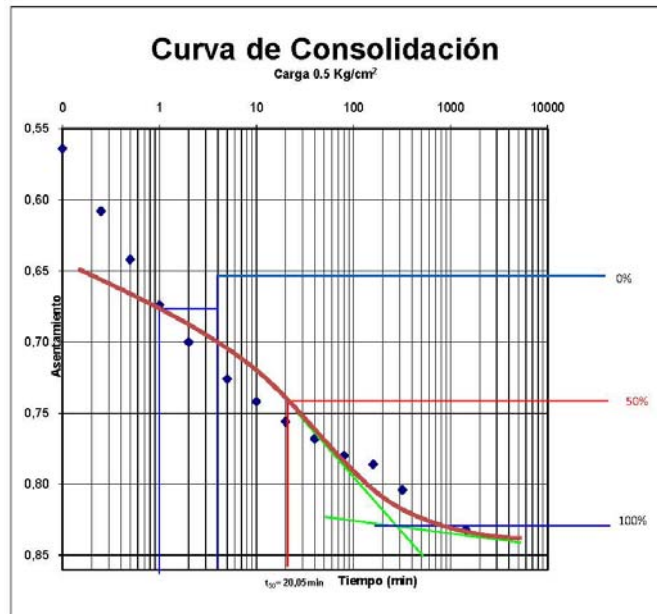
-1m 1 Kg/cm²



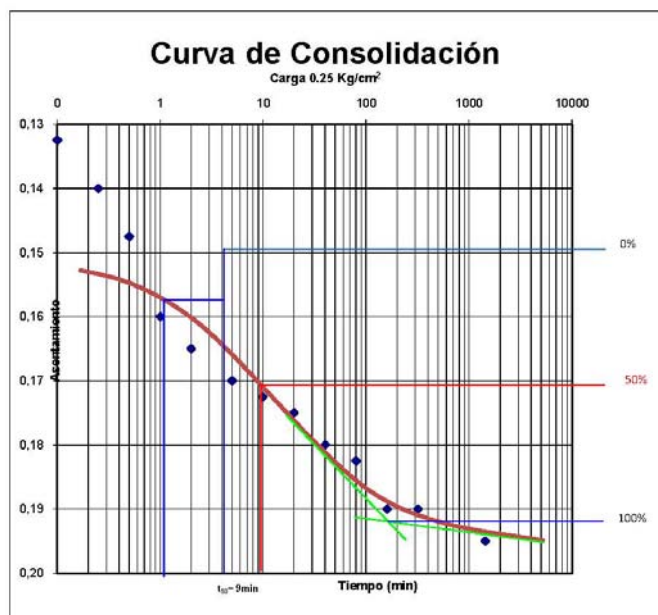
-1m 2 Kg/cm²



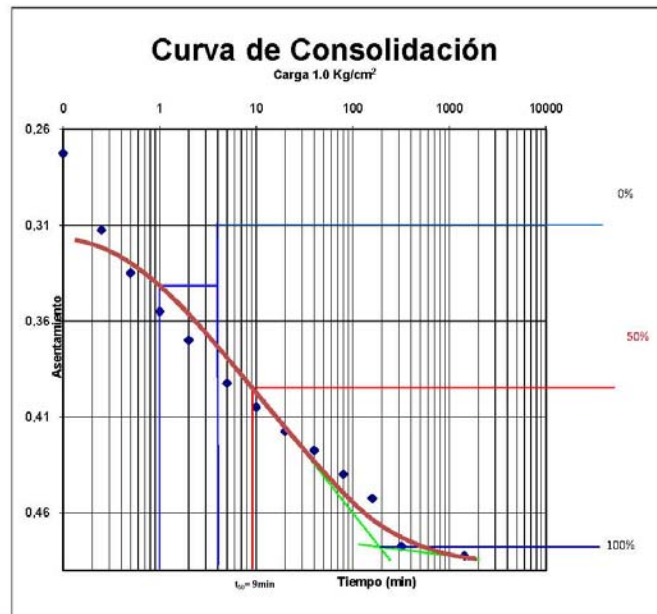
-1m 4 Kg/cm²



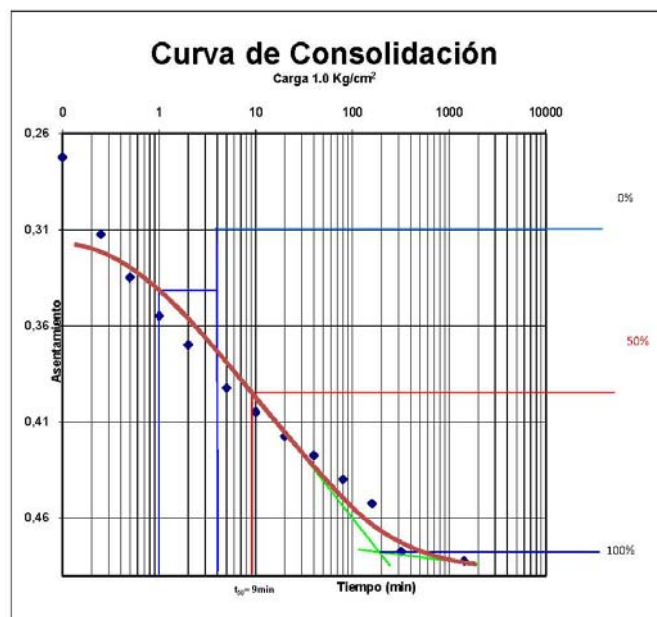
-3m 0,25 Kg/cm²



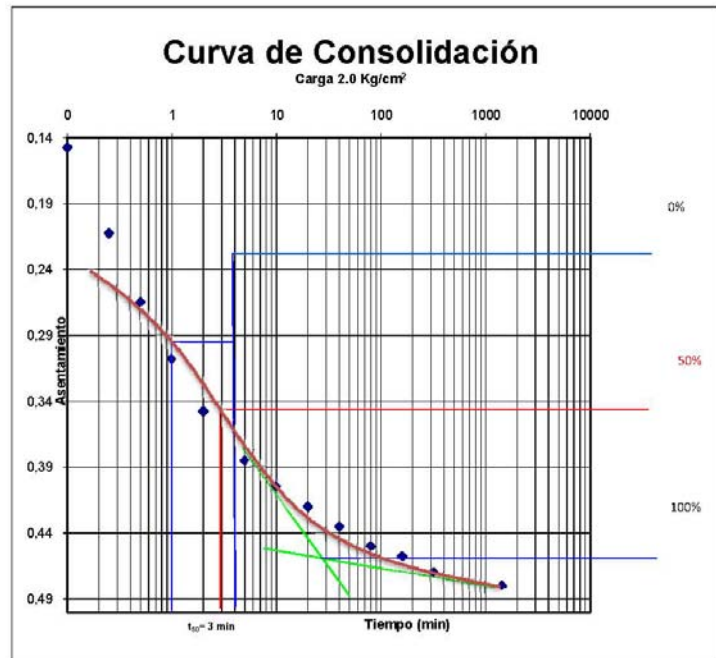
-3m 0,5 Kg/cm²



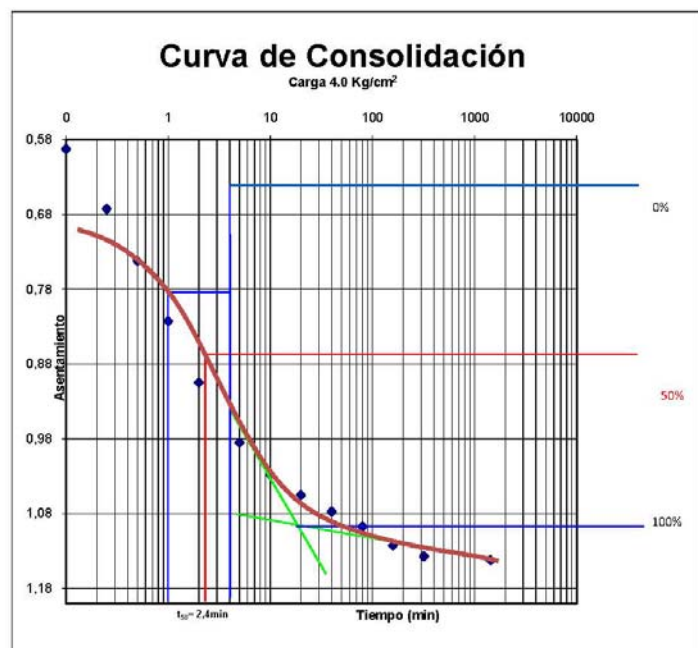
-3m 1 Kg/cm²



-3m 2 Kg/cm²

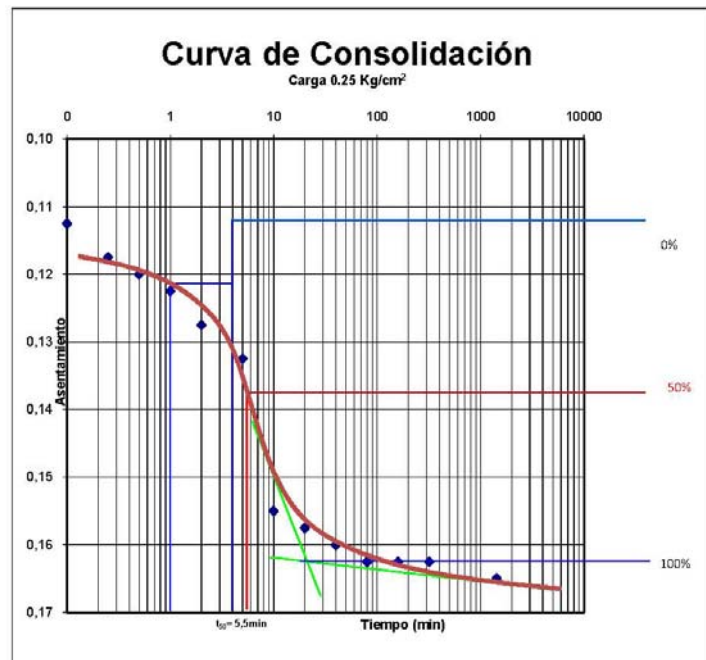


-3m 4 Kg/cm²

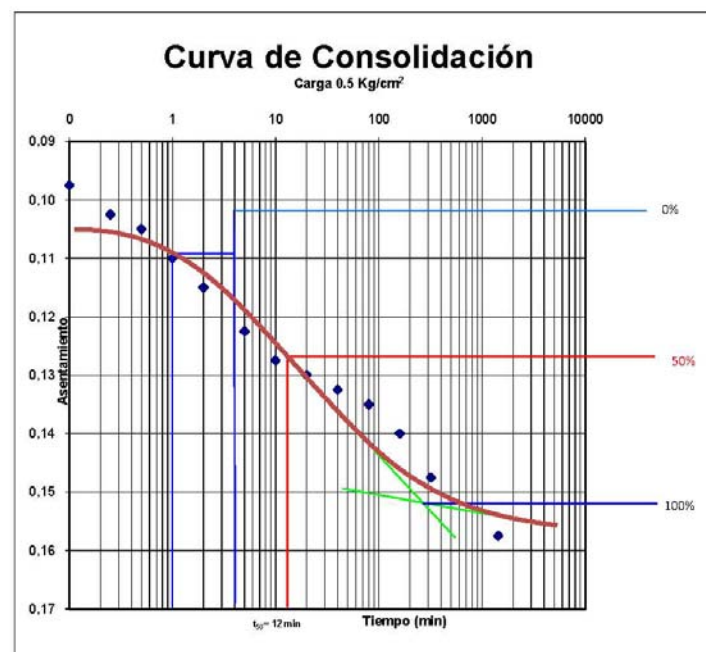


GRAFICOS TERCERA EXCAVACION

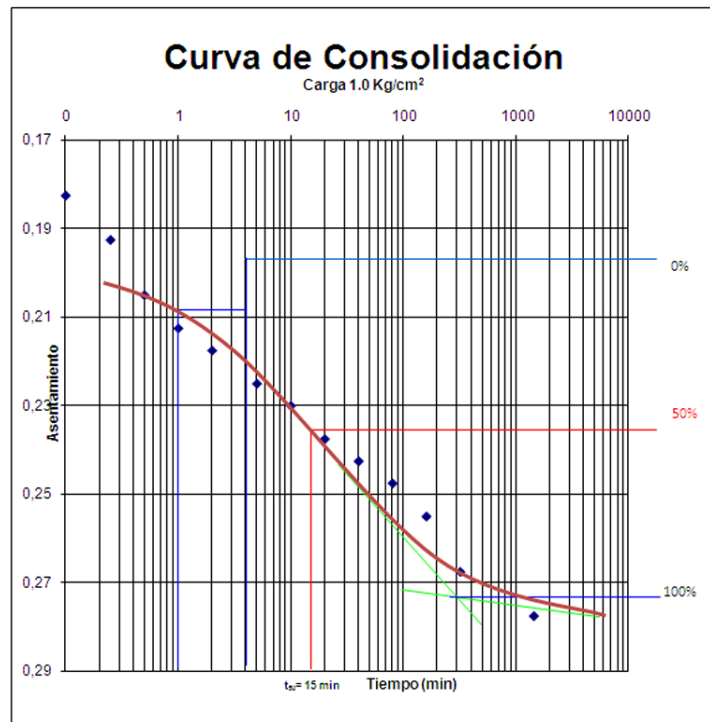
-2m 0.25 Kg/cm^2



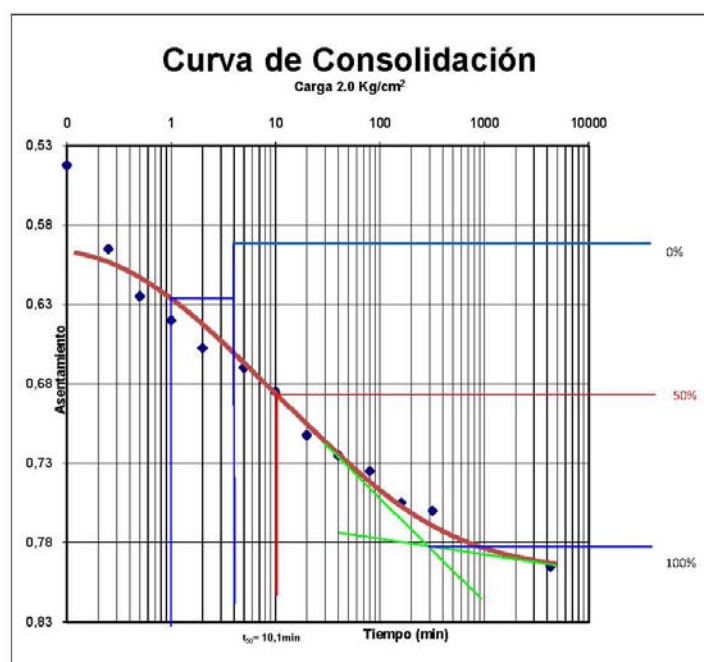
-2m 0.5 Kg/cm^2



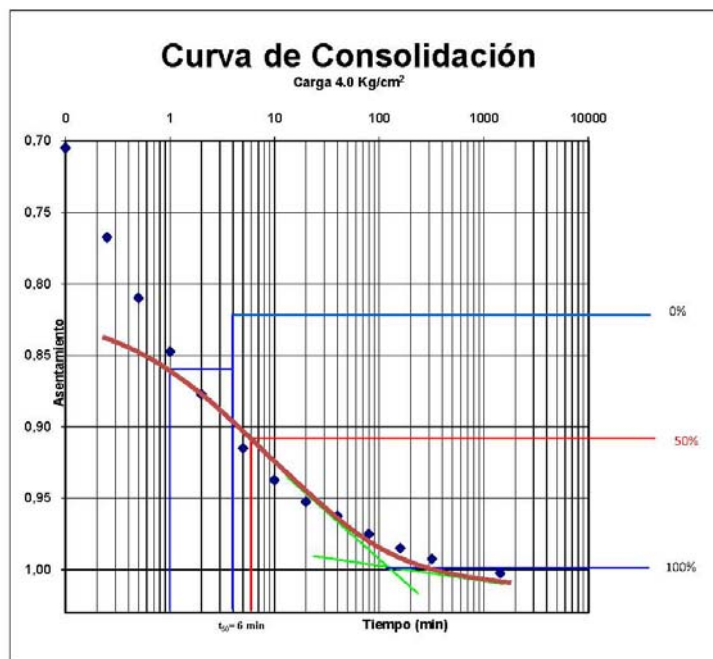
-2m 1 Kg/cm²



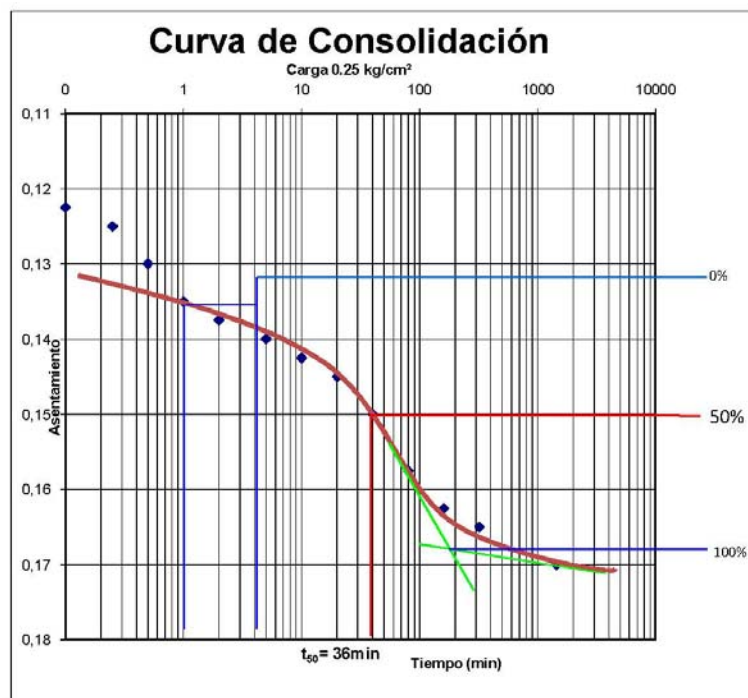
-2m 2 Kg/cm²



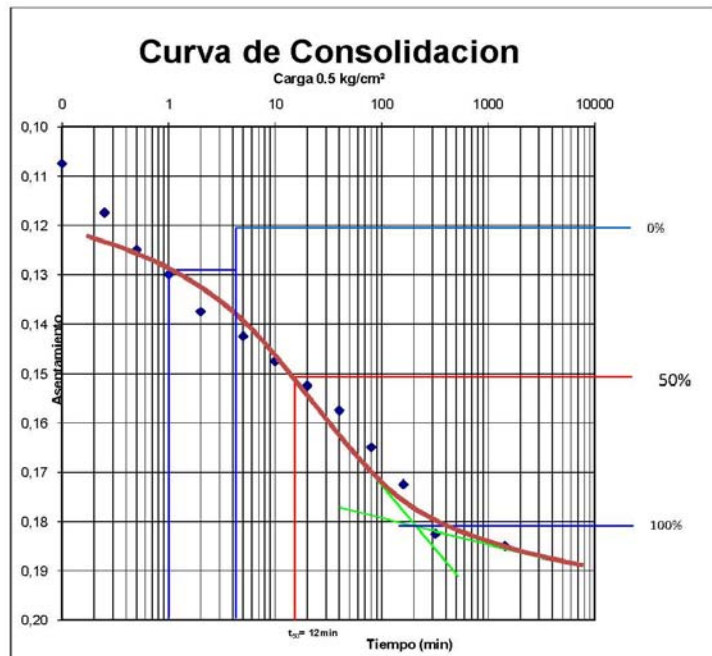
-2m 4 Kg/cm²



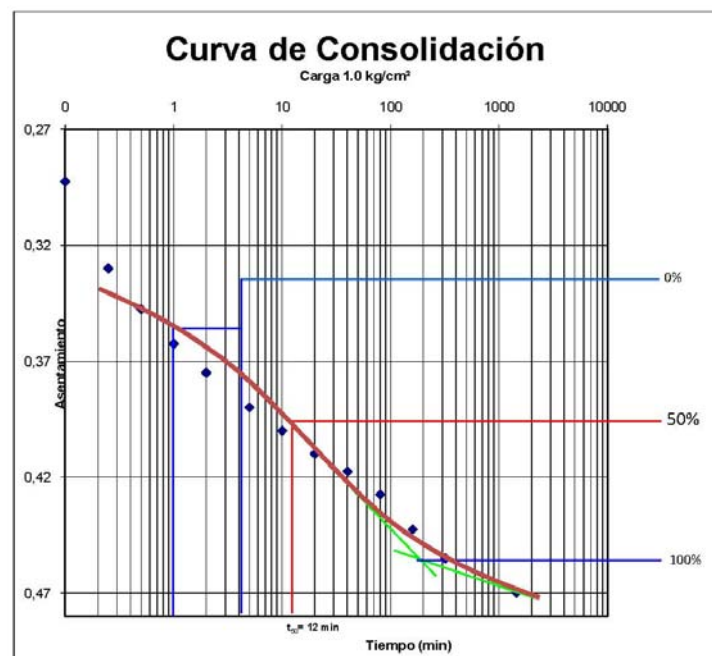
z-3m 0.25 Kg/cm²



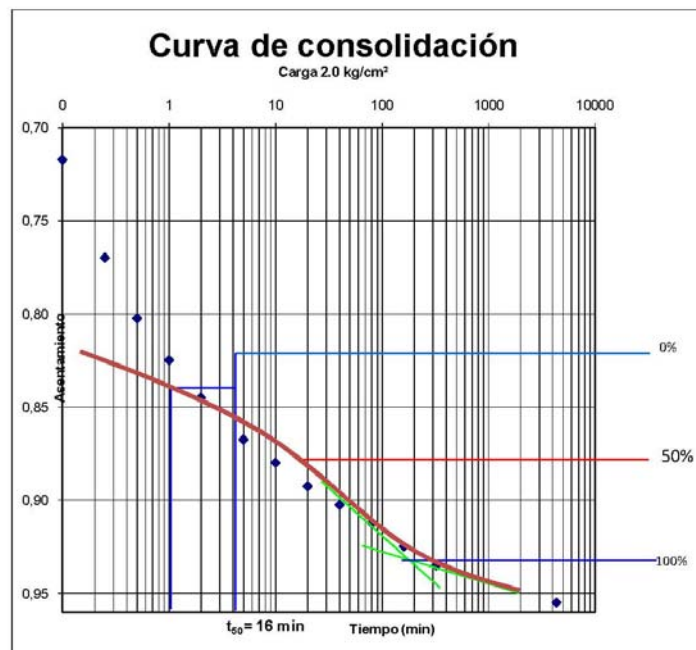
-3m 0.5 Kg/cm²



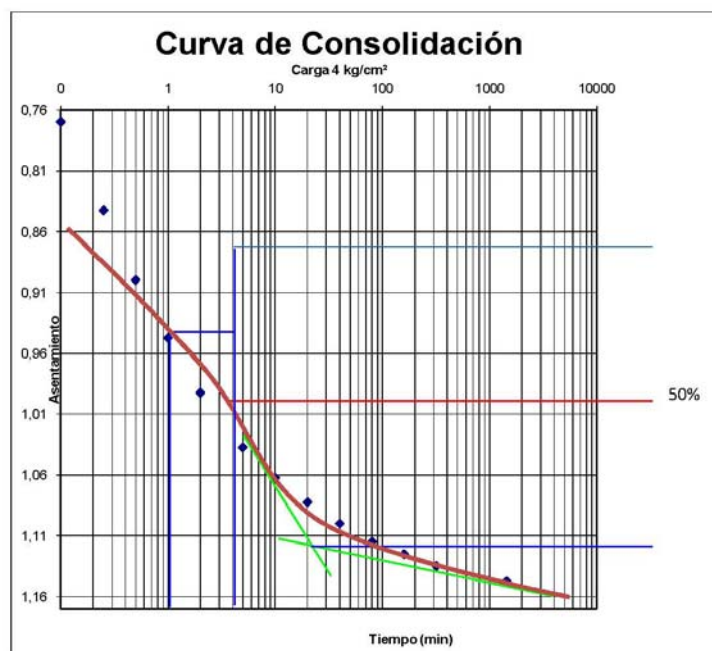
-3m 1 Kg/cm²



-3m 2 Kg/cm²

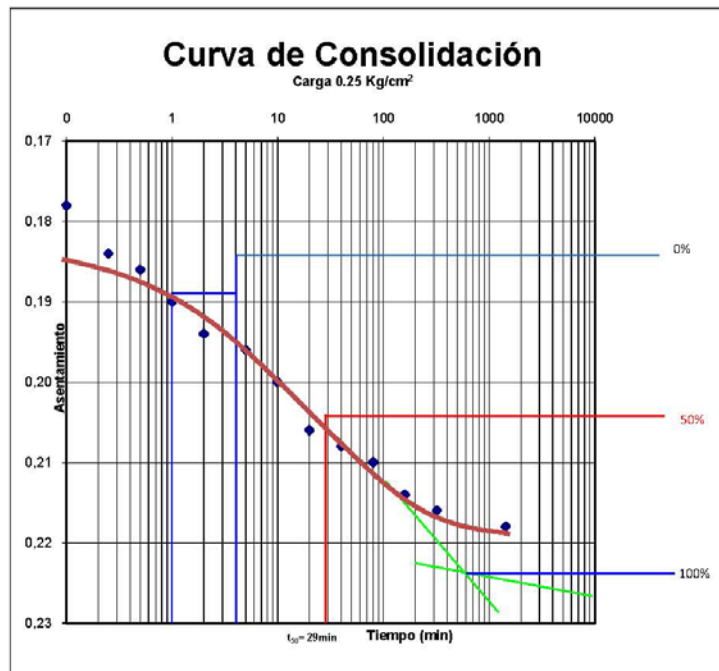


-3m 4 Kg/cm²

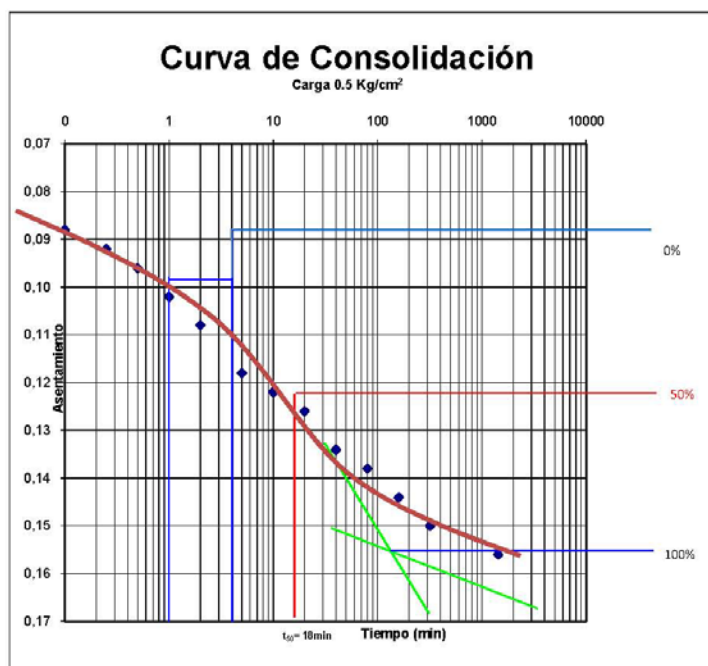


GRAFICOS CUARTA EXCAVACION

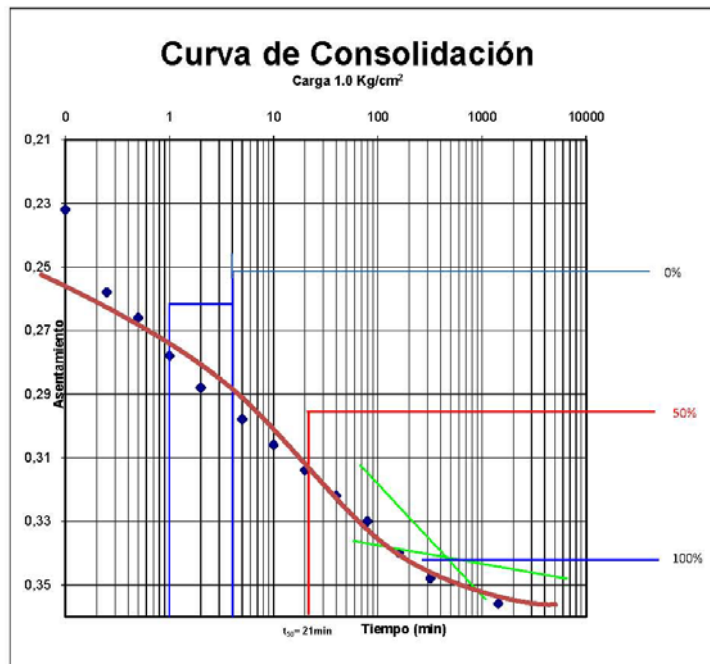
-1m 0.25 Kg/cm^2



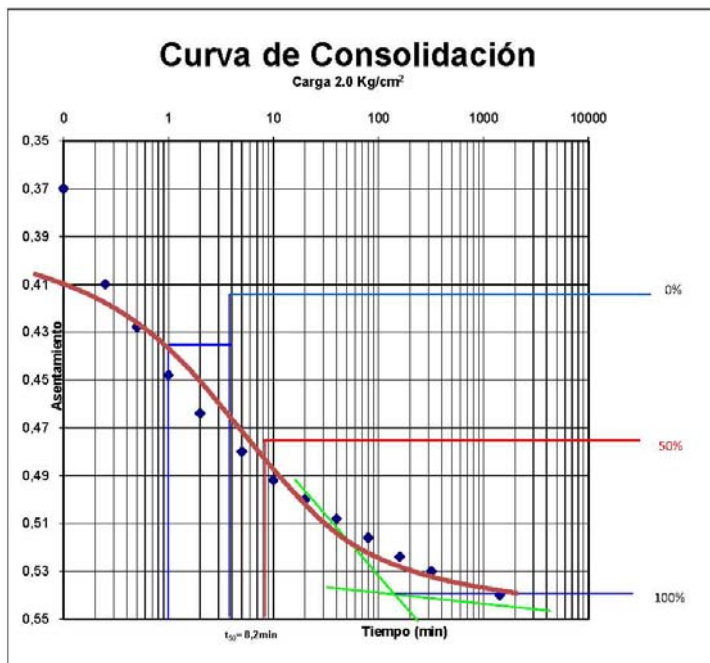
-1m 0.5 Kg/cm^2



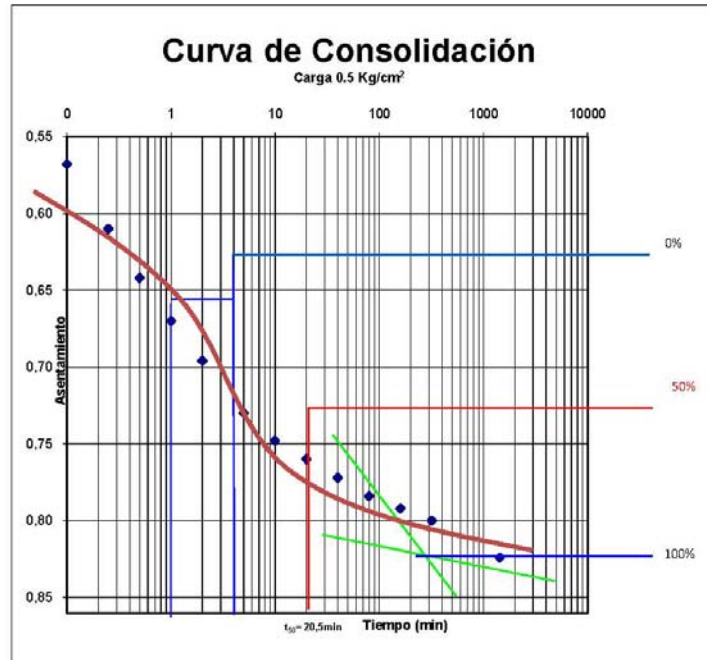
-1m 1Kg/cm²



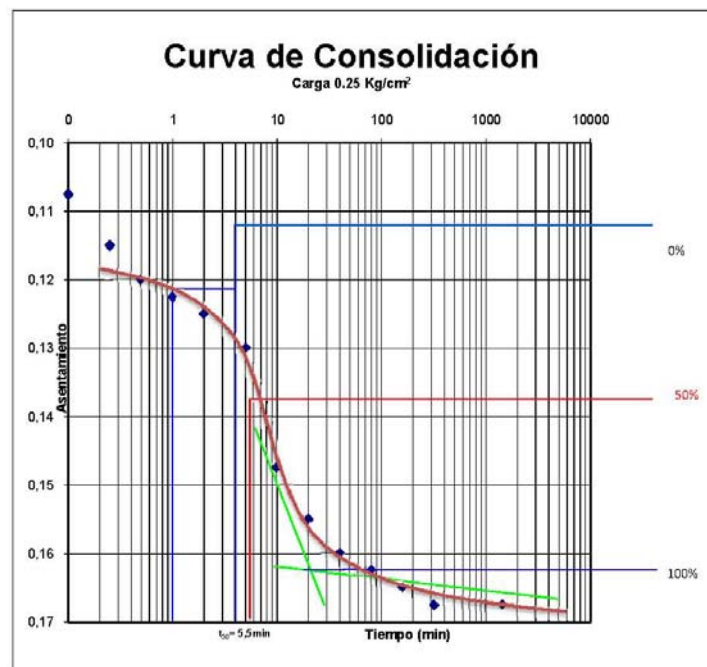
-1m 2Kg/cm²



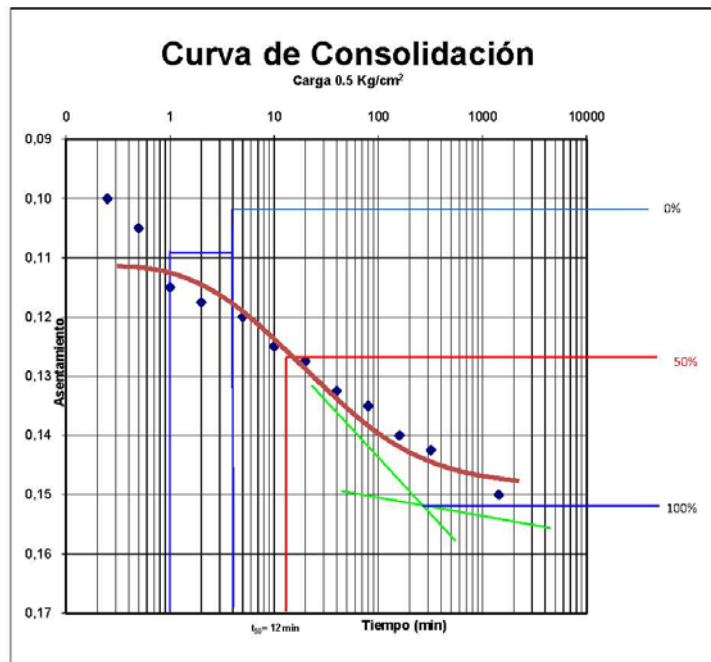
-1m 4Kg/cm²



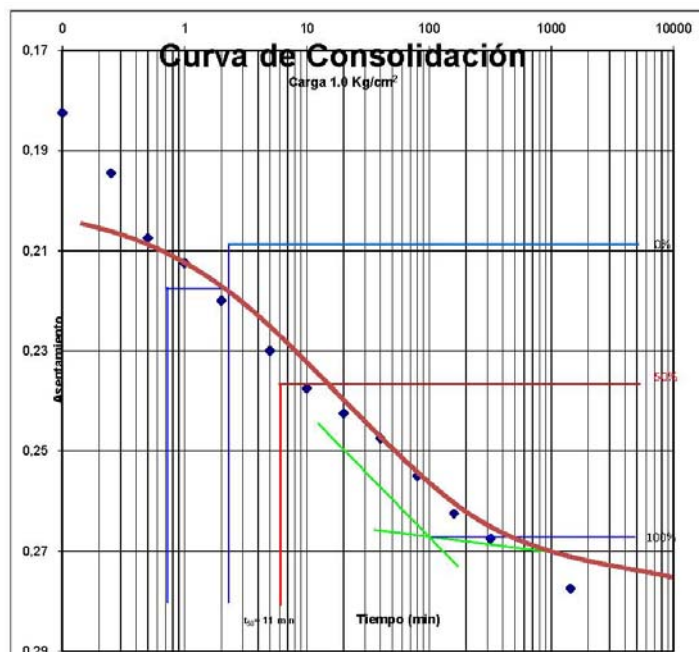
-2m 0.25Kg/cm²



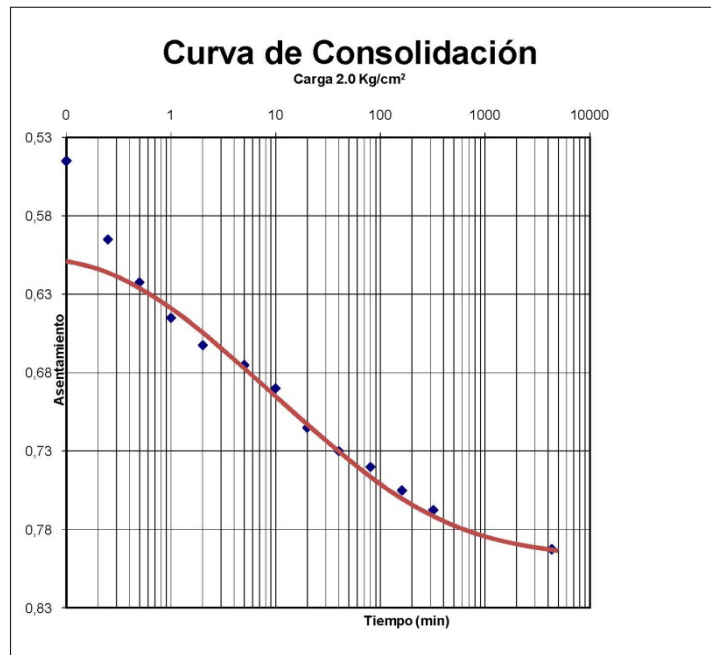
-2m 0.5Kg/cm^2



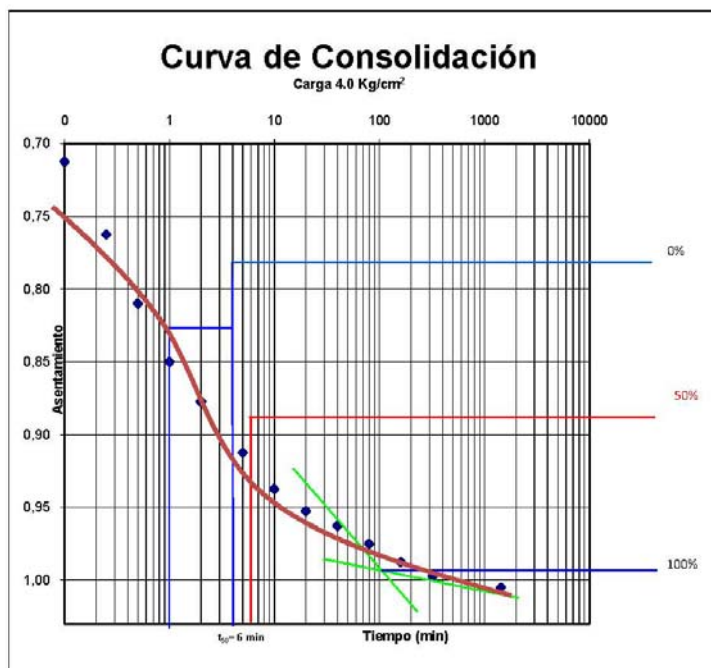
-2m 1Kg/cm^2



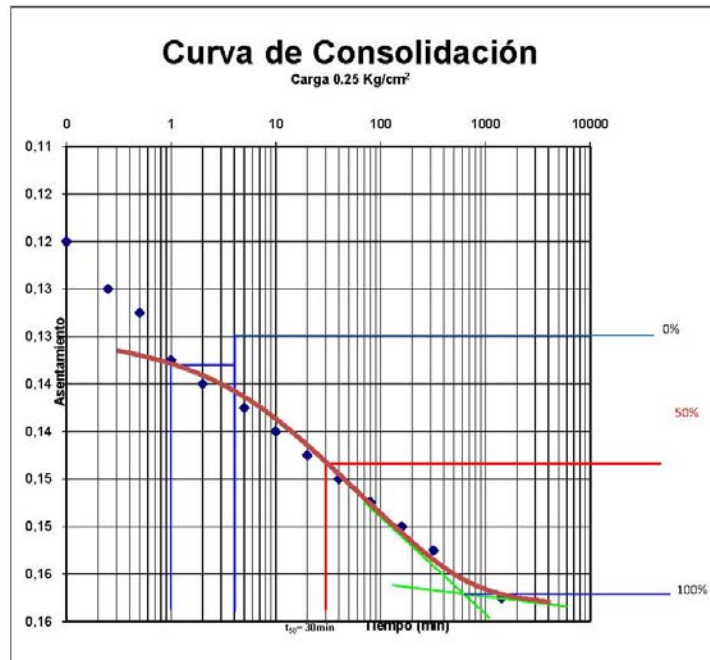
-2m 2Kg/cm²



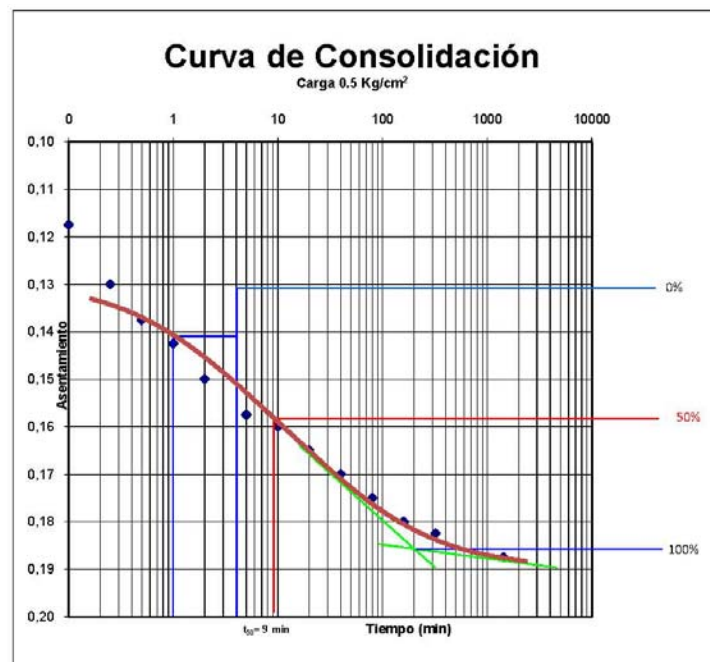
-2m 4Kg/cm²



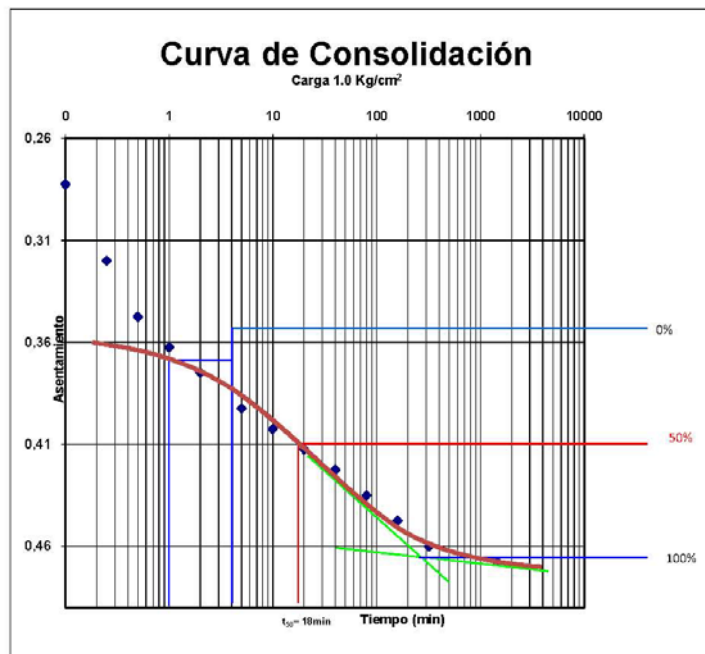
-3m 0.25Kg/cm²



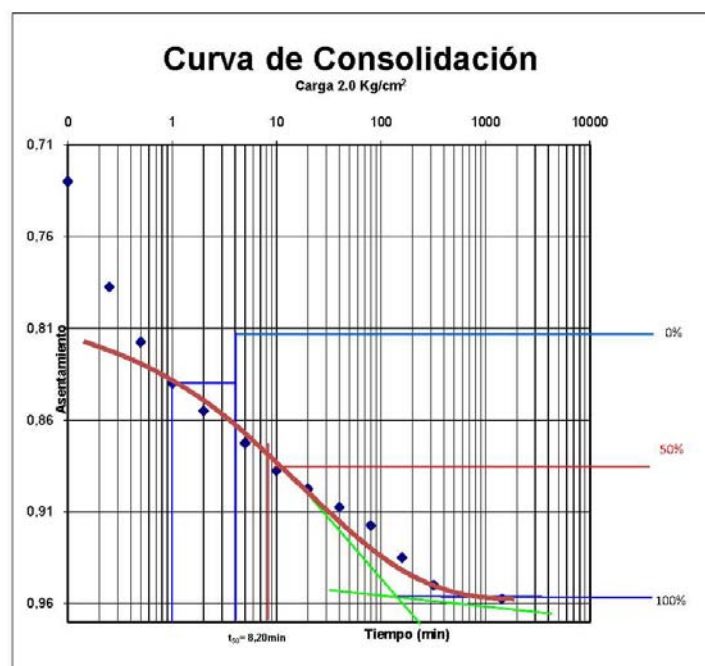
-3m 0.5Kg/cm²



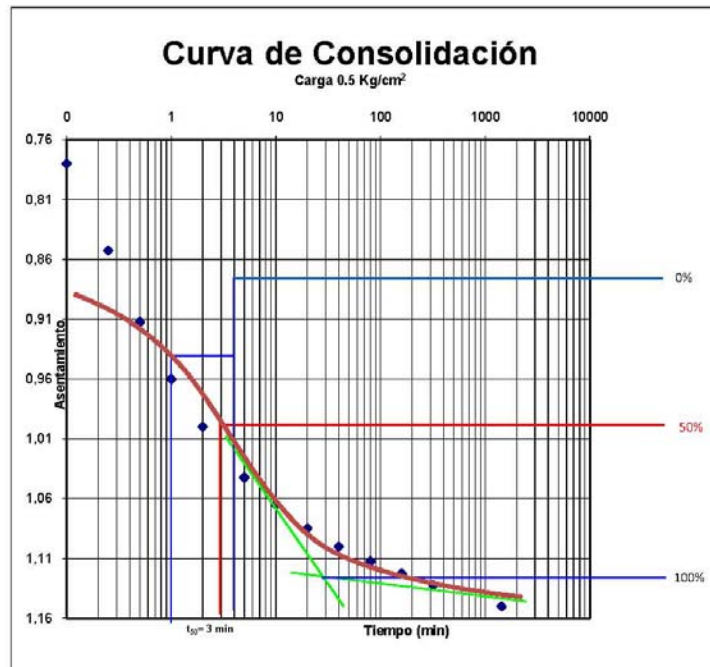
-3m 1Kg/cm²



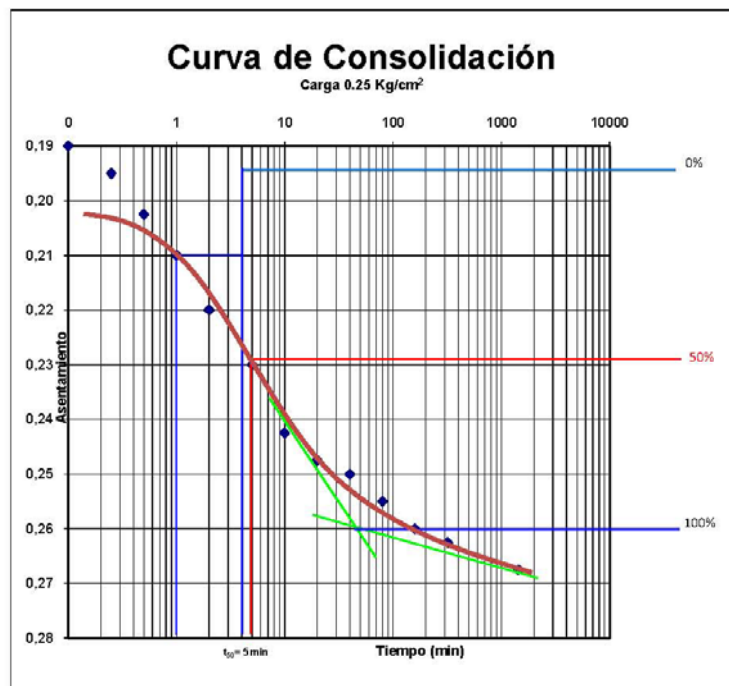
-3m 2Kg/cm²



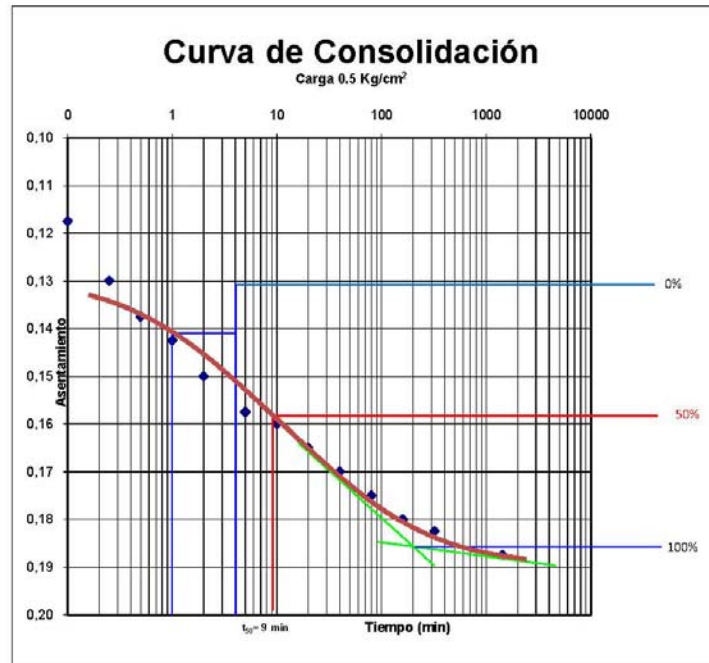
-3m 4Kg/cm^2



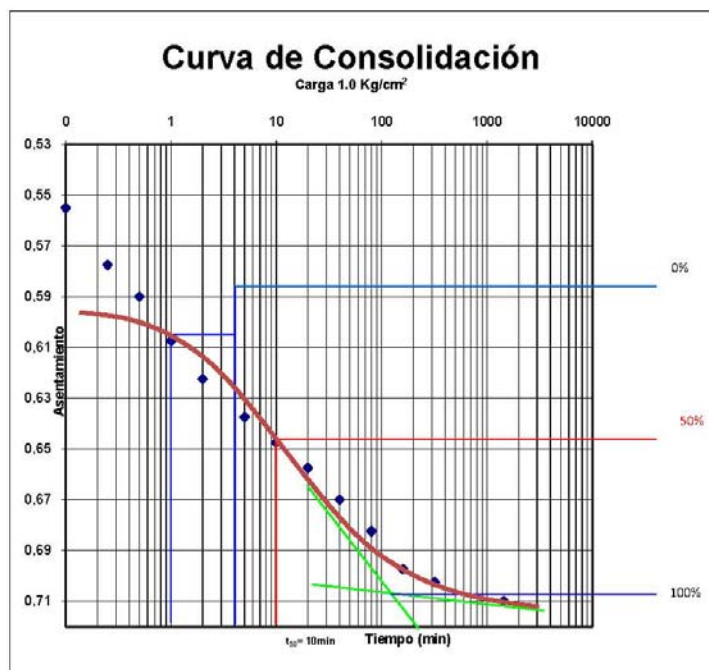
-4m 0.25Kg/cm^2



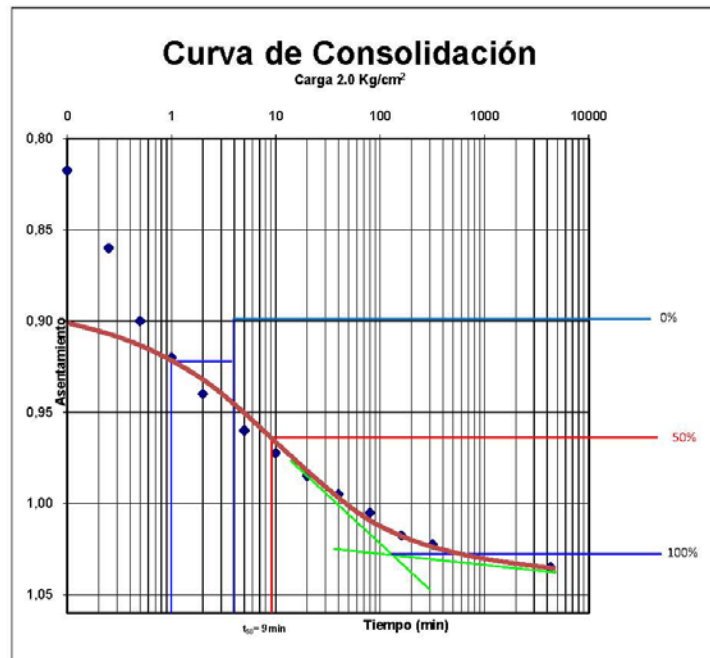
-4m 0.5Kg/cm^2



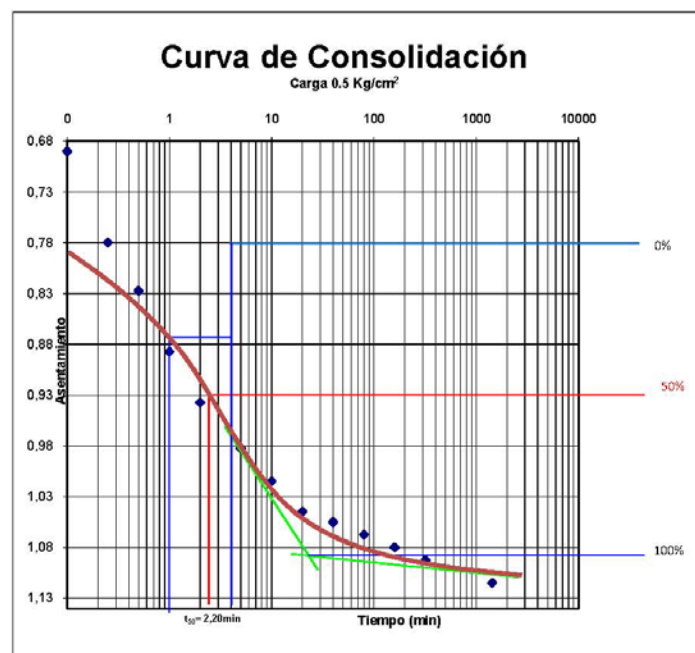
-4m 1Kg/cm^2



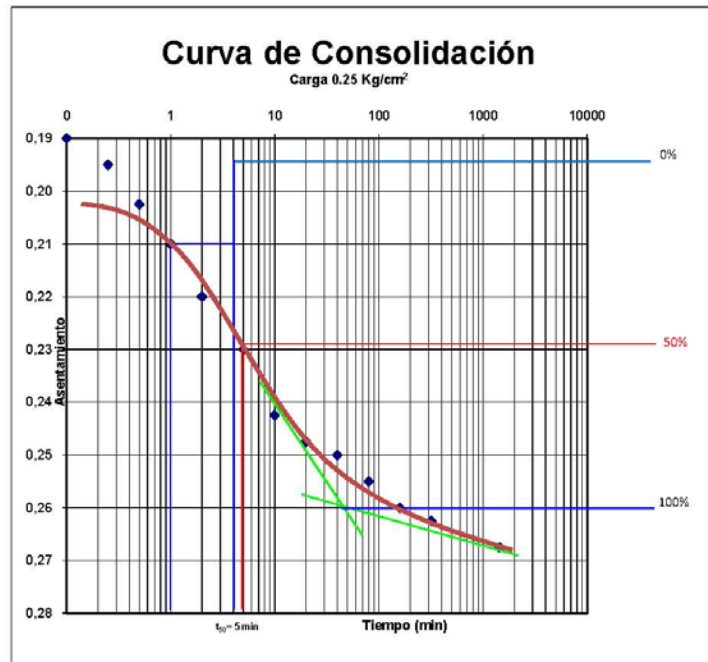
-4m 2Kg/cm²



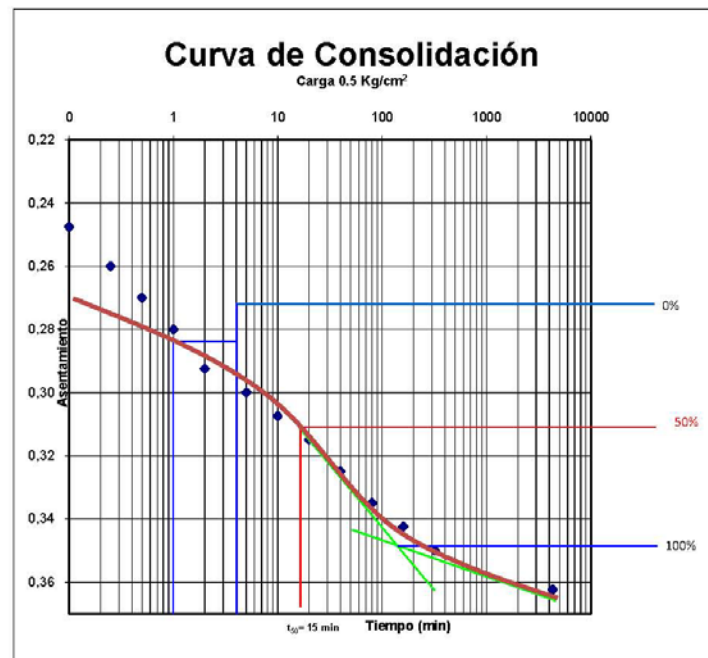
-4m 4Kg/cm²



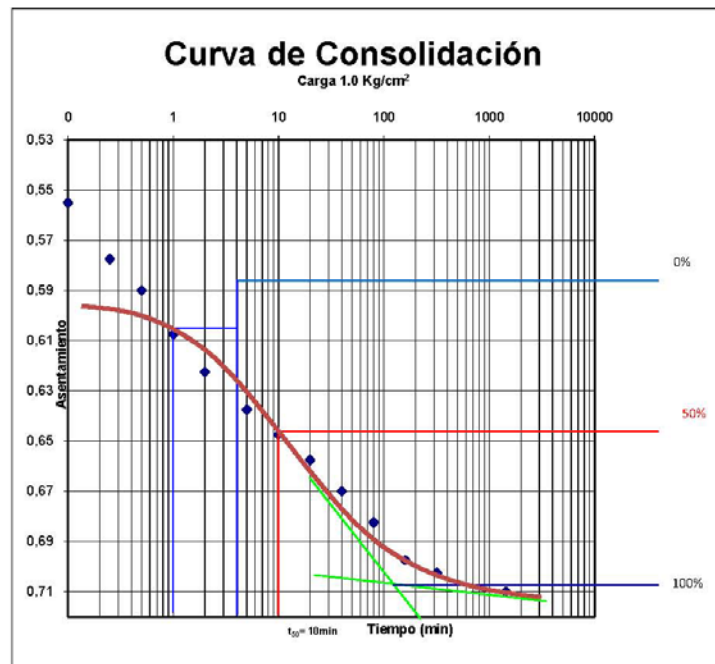
-5m 0.25Kg/cm²



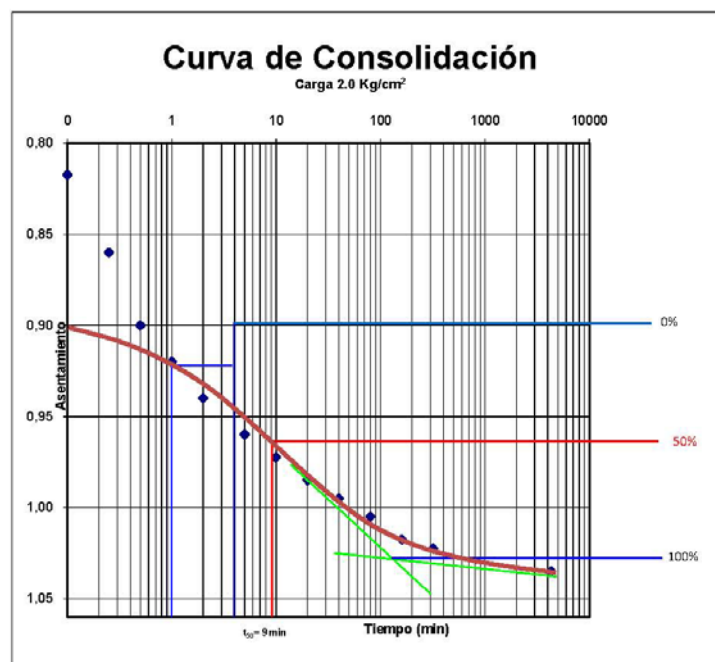
-5m 0.5Kg/cm²



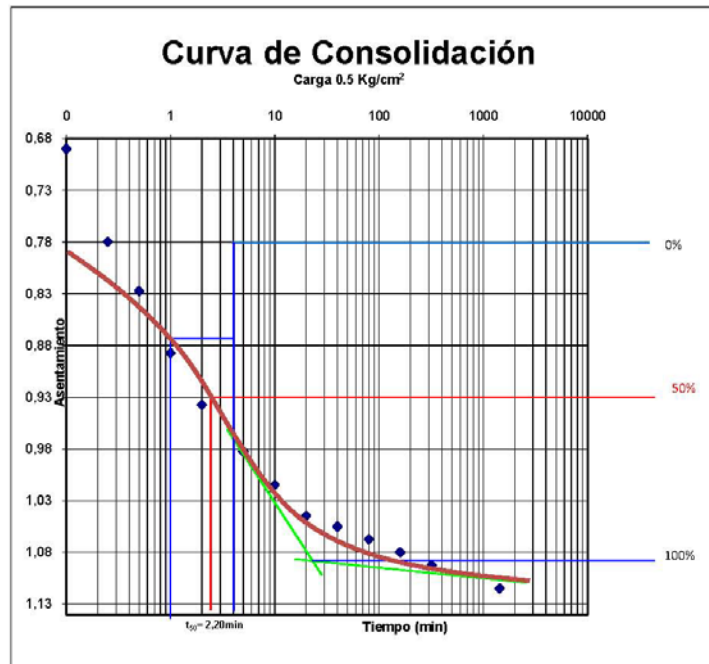
-5m 1 Kg/cm²



-5m 2 Kg/cm²

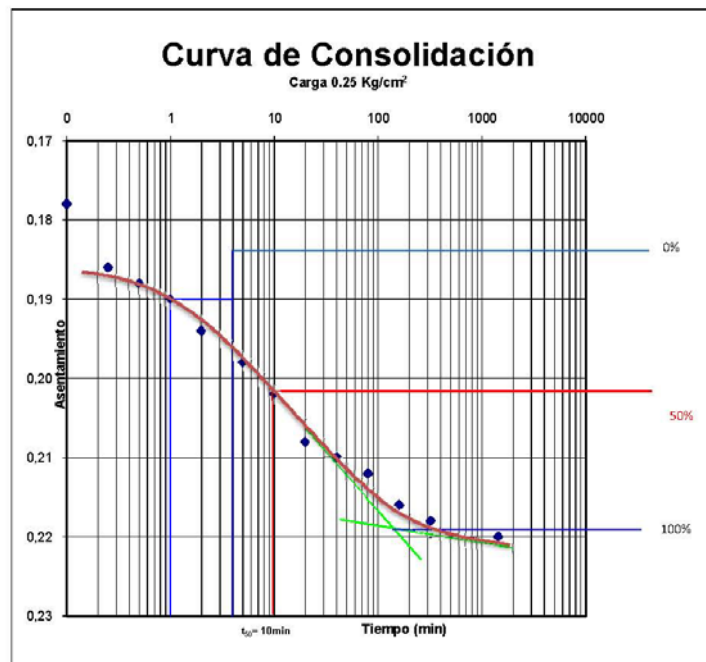


-5m 4 Kg/cm²

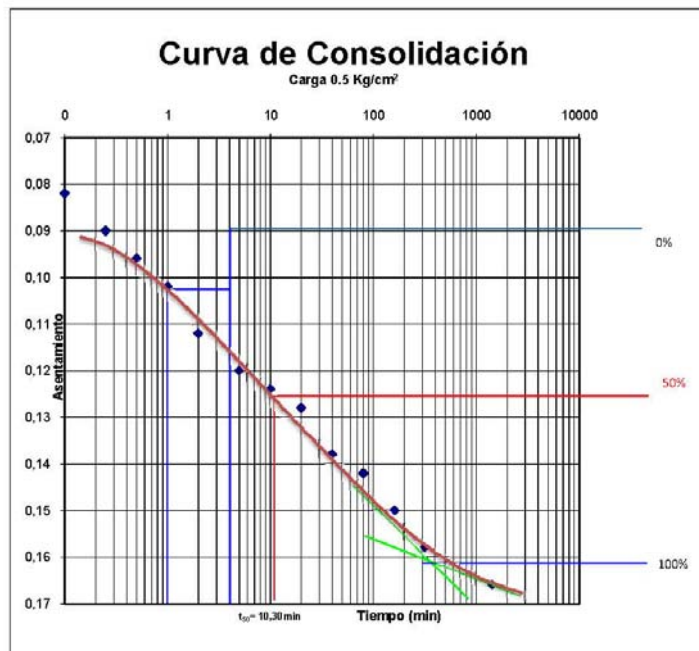


GRAFICOS QUINTA EXCAVACION

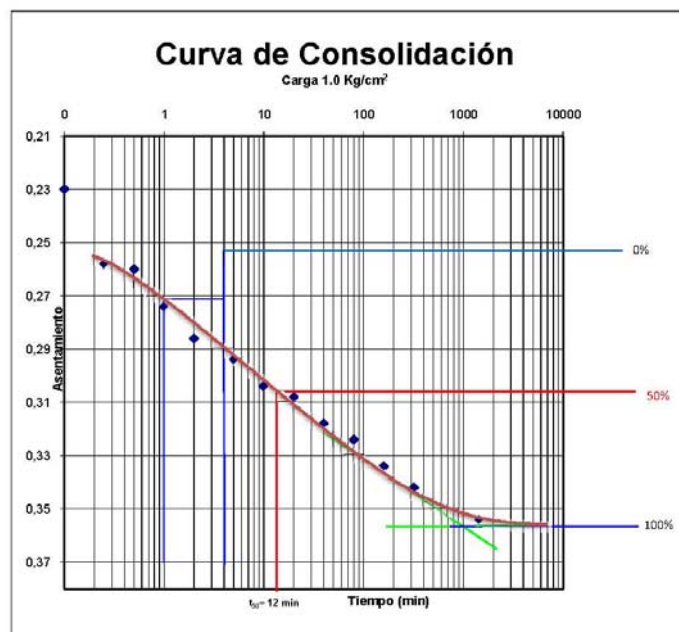
-1m 0,25 Kg/cm²



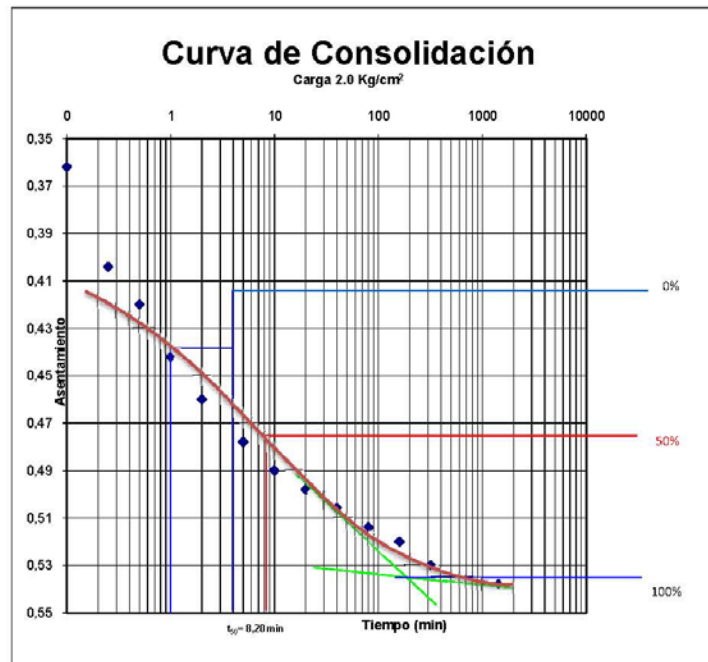
-1m 0,5 Kg/cm²



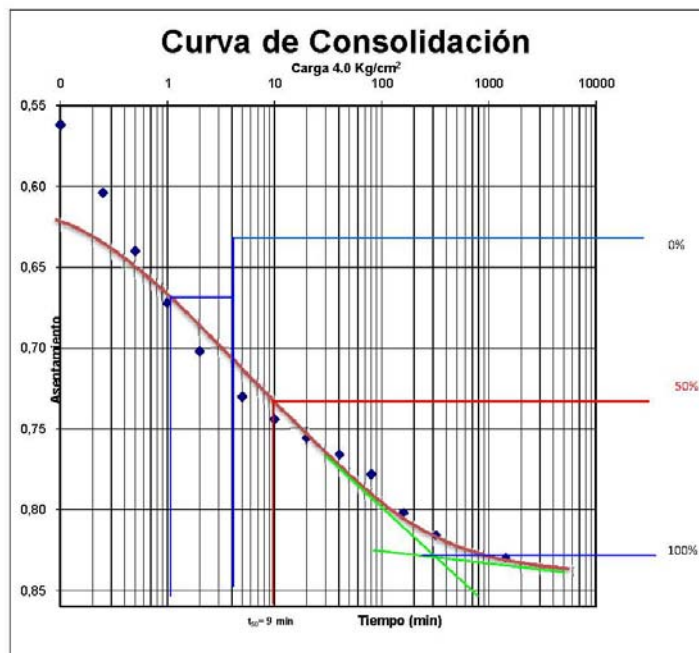
-1m 1 Kg/cm²



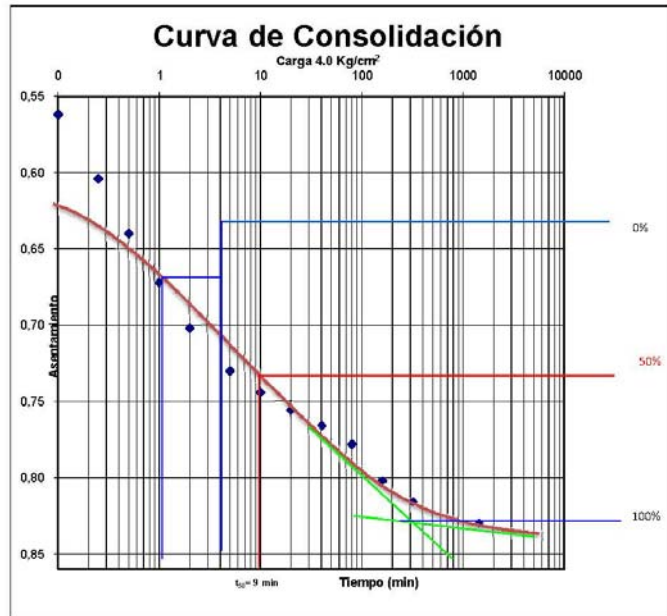
-1m 2 Kg/cm²



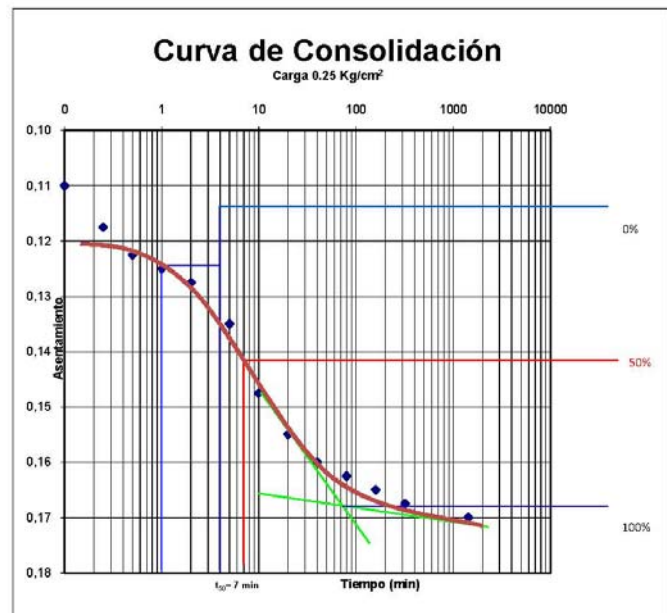
-1m 4 Kg/cm²



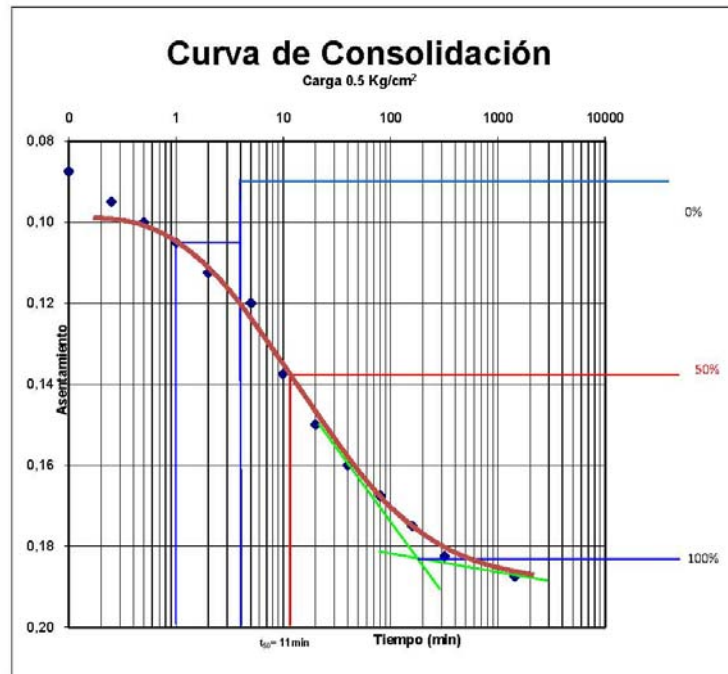
-1m 4 Kg/cm²



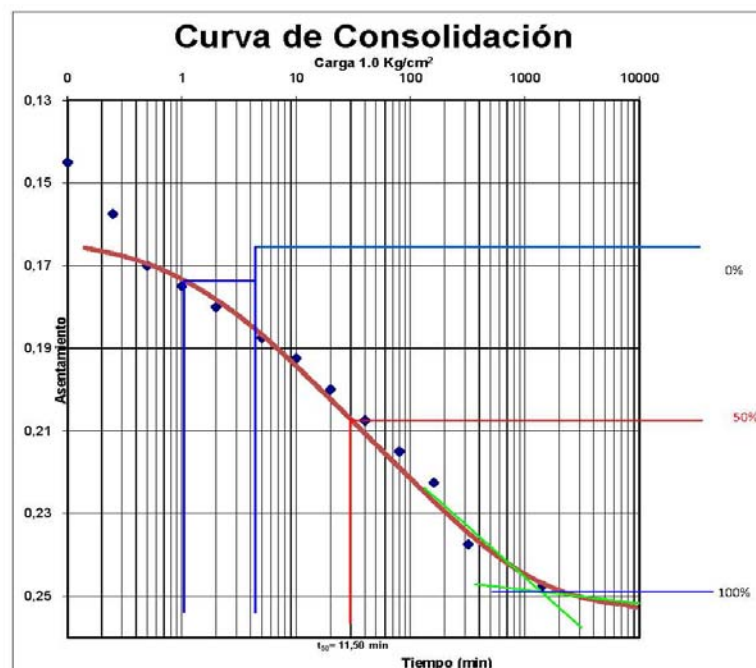
-2m 0.25 Kg/cm²



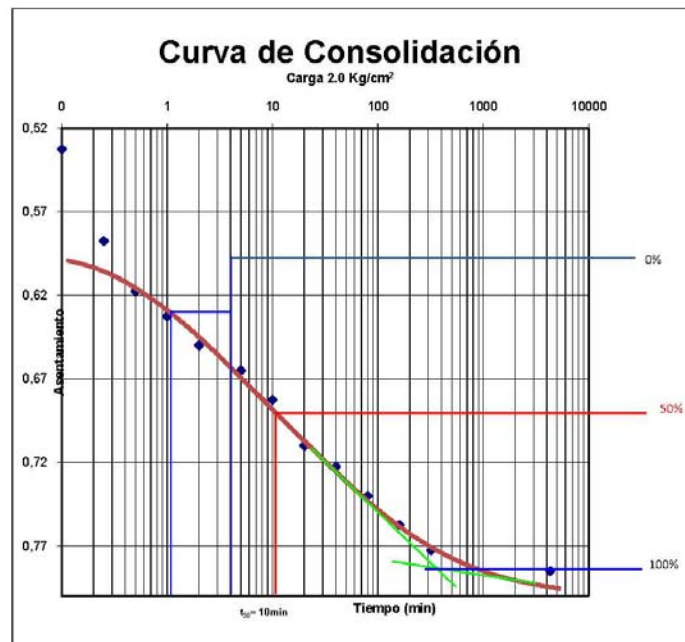
-2m 0.5 Kg/cm²



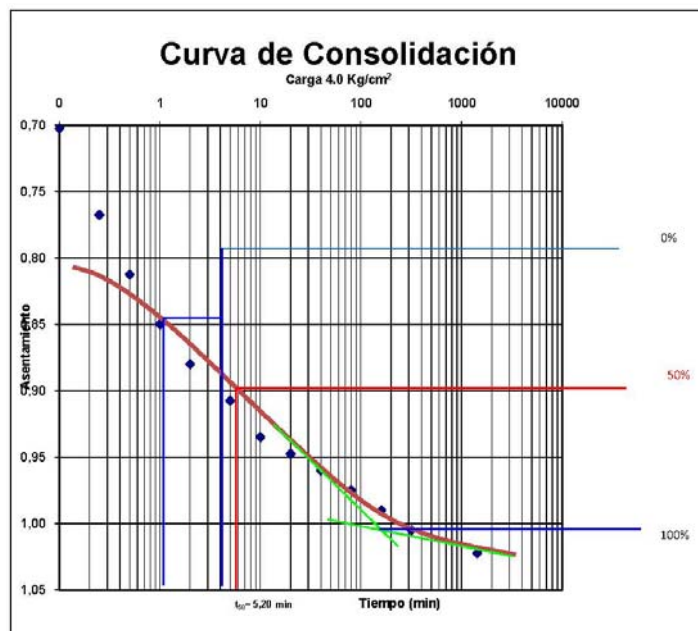
-2m 1 Kg/cm²



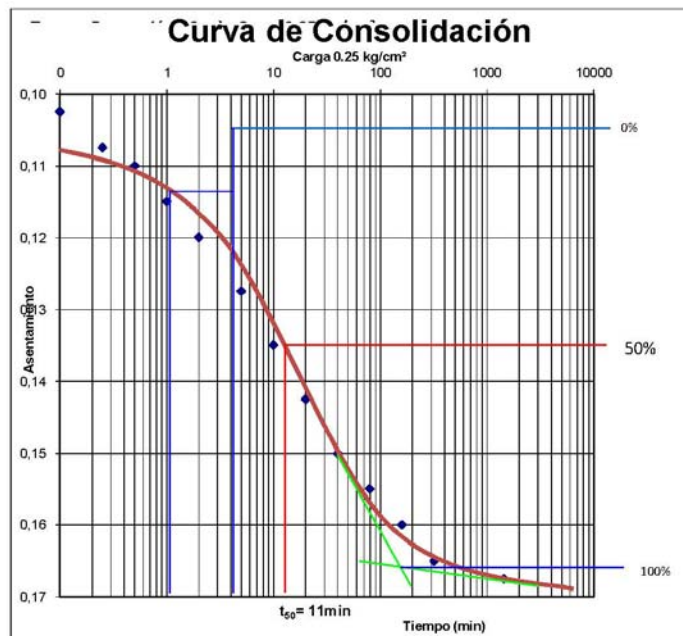
-2m 2 Kg/cm²



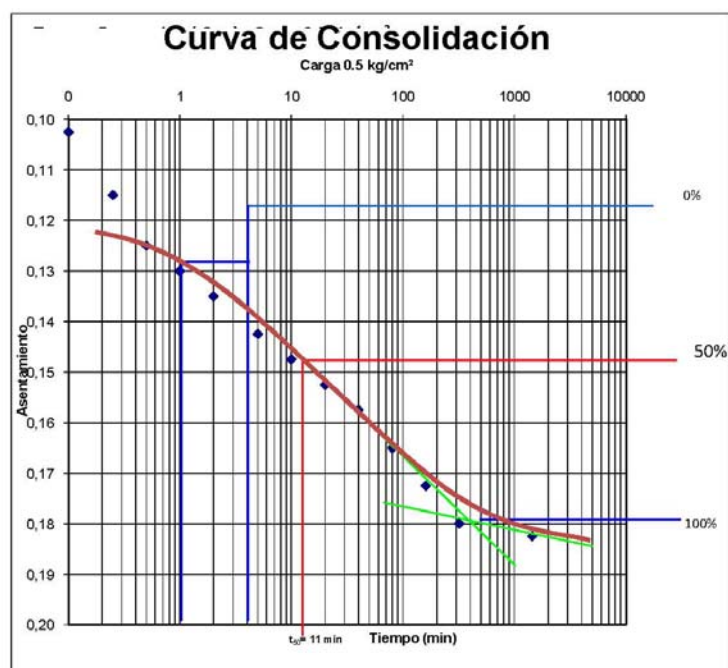
-2m 4 Kg/cm²



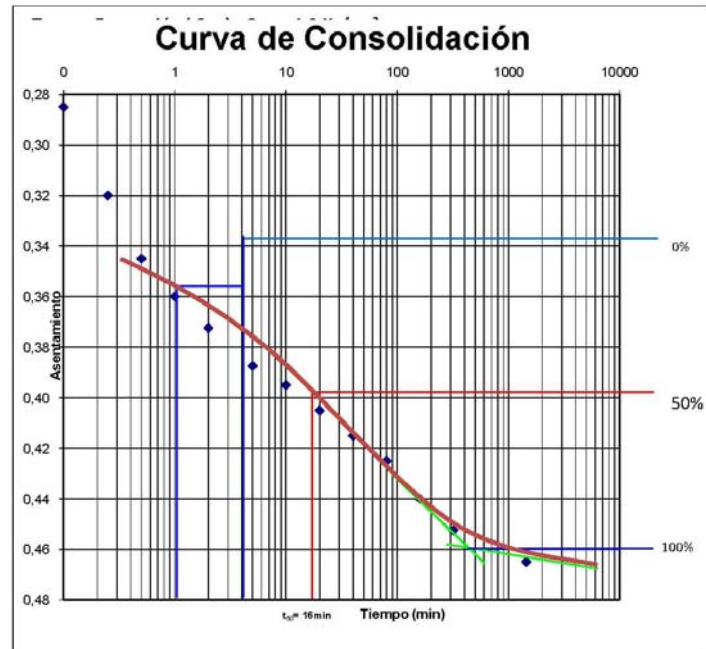
-3m 0.25 Kg/cm²



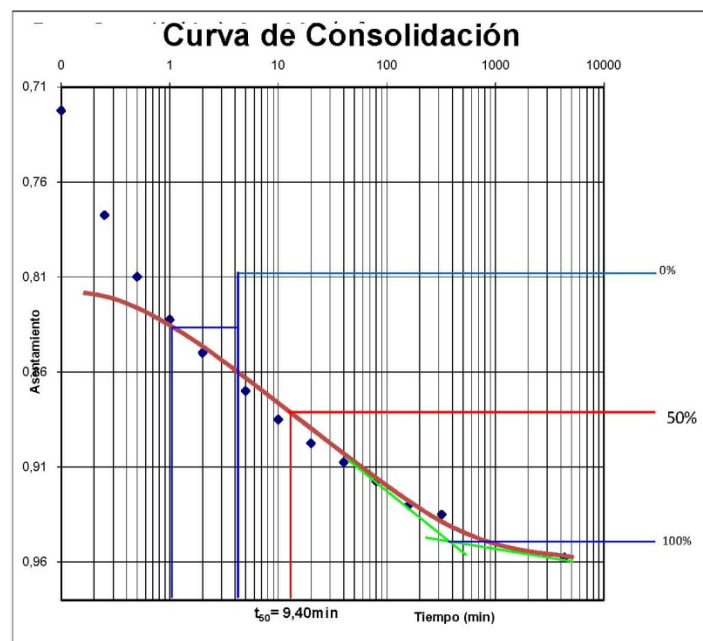
-3m 0.5 Kg/cm²



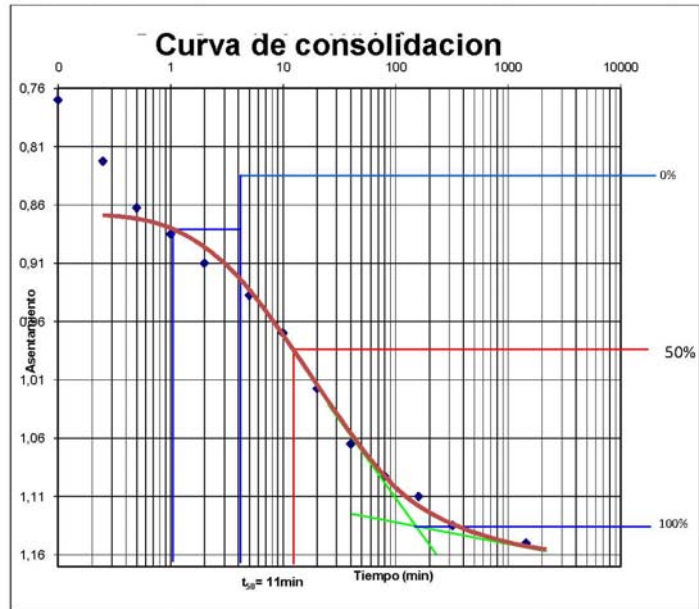
-3m 1 Kg/cm²



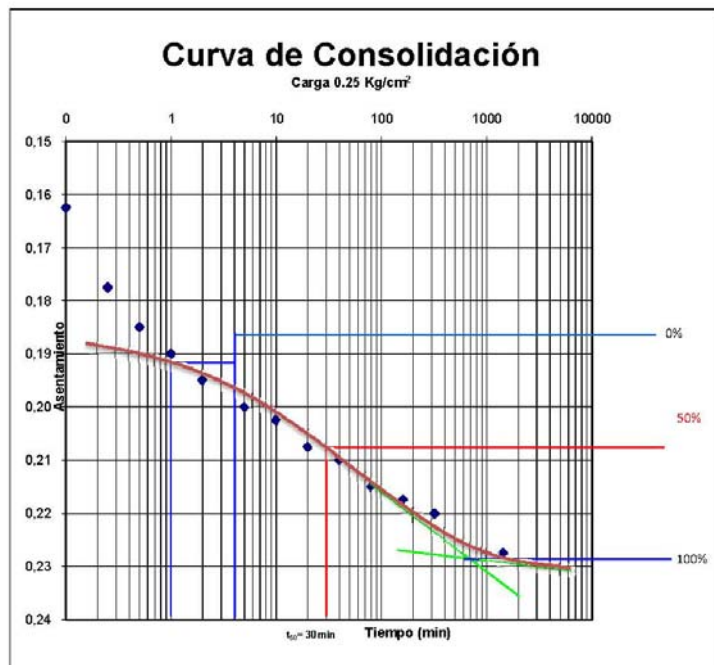
-3m 2 Kg/cm²



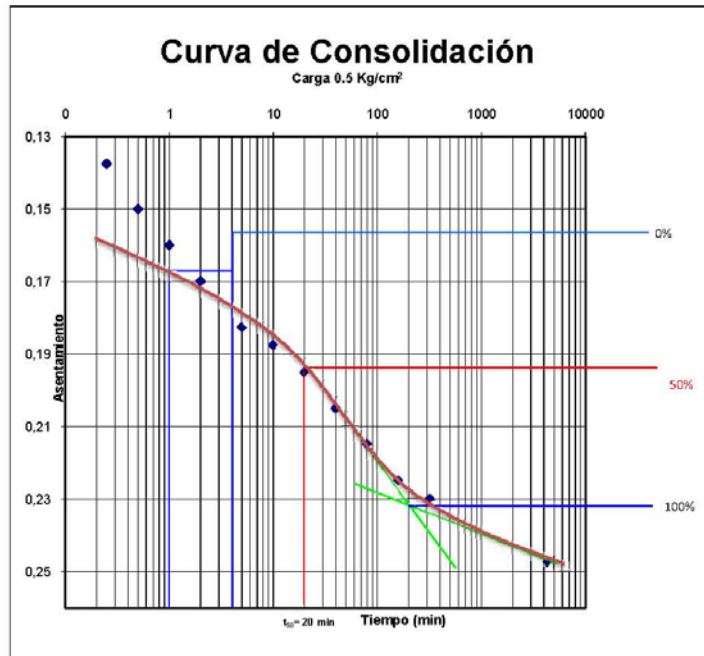
-3m 4 Kg/cm²



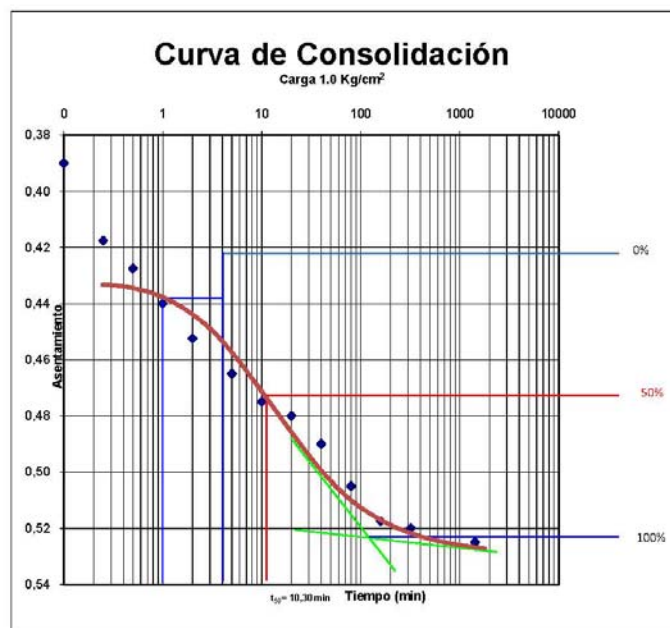
-4m 0.25 Kg/cm²



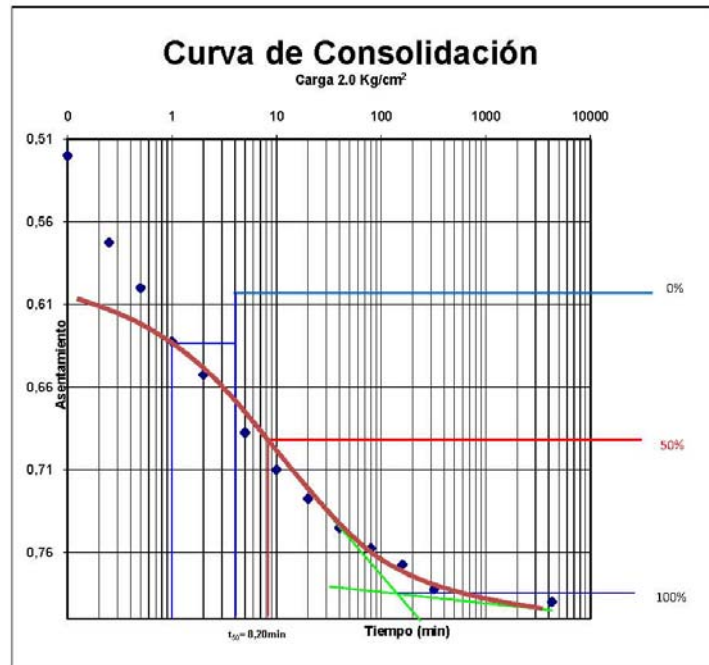
-4m 0.5 Kg/cm²



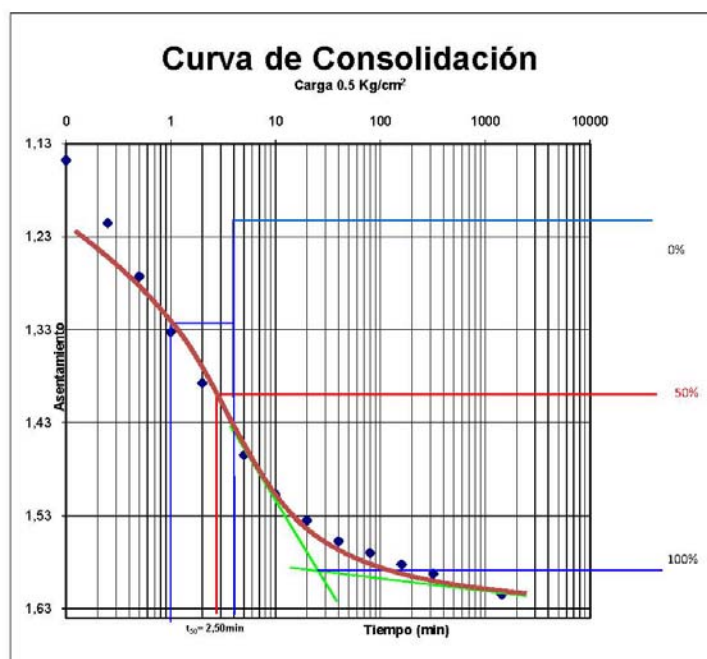
-4m 1 Kg/cm²



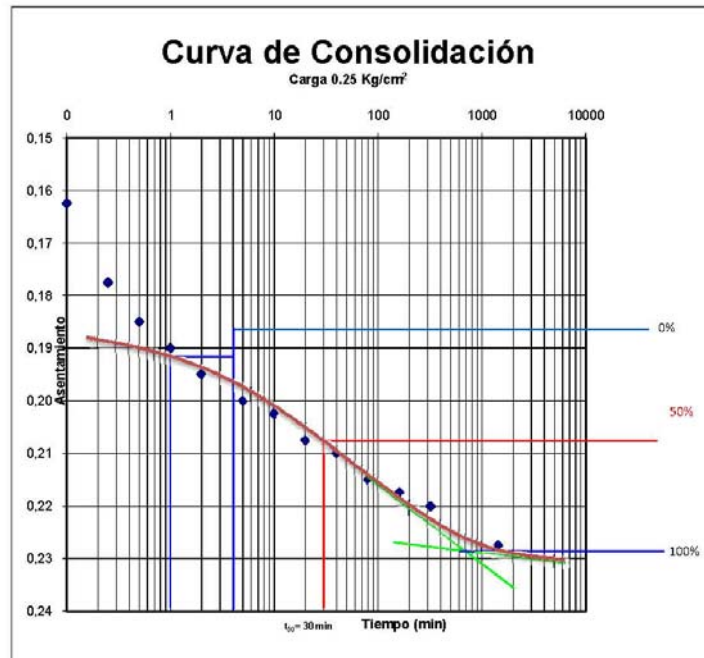
-4m 2 Kg/cm²



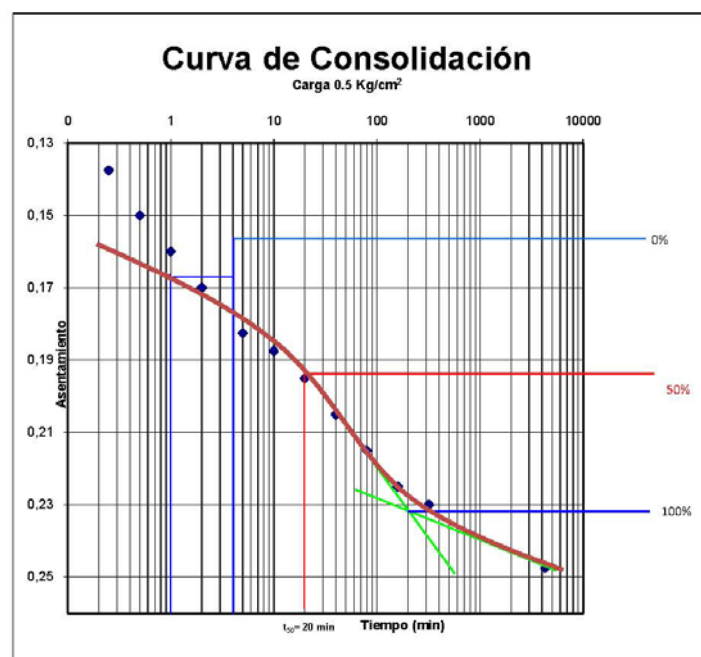
-4m 4 Kg/cm²



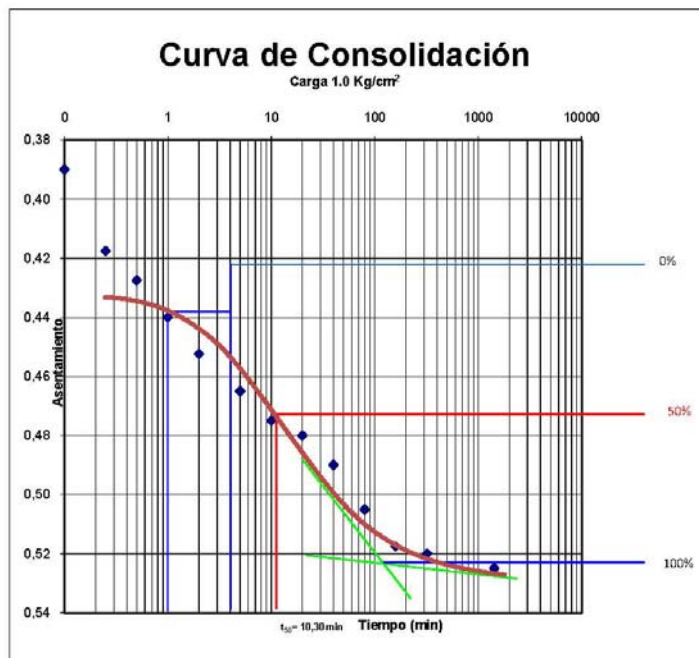
-5m 0.25 Kg/cm²



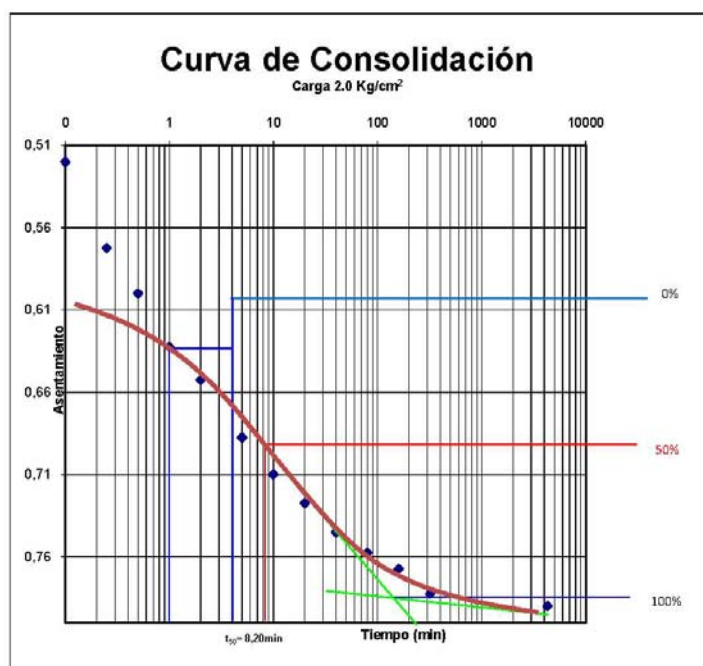
-5m 0.5 Kg/cm²



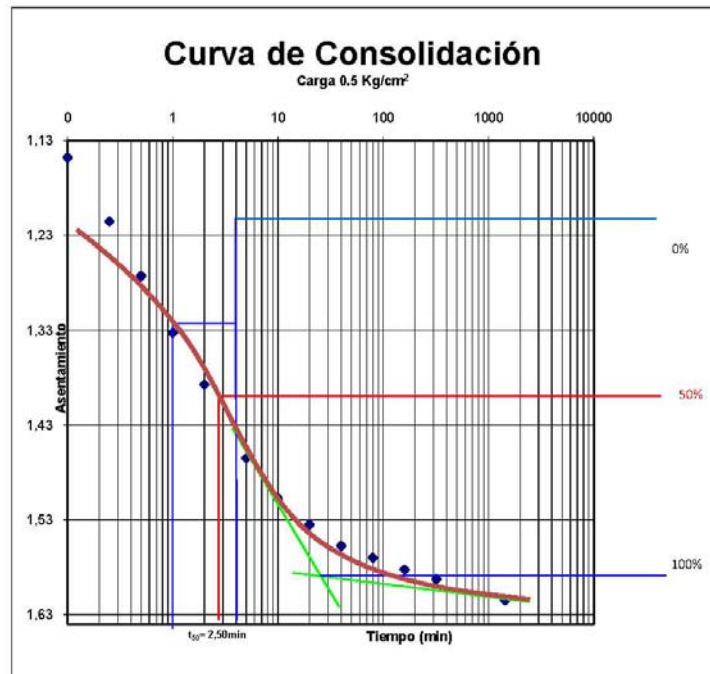
-5m 1 Kg/cm²



-5m 2 Kg/cm²



-5m 4 Kg/cm²



ANEXO3

CONSOLIDACIONES ELECTRONICAS

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	TESIS	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	7
Location	Puerto Quito	Depth	1.00

Initial Moisture Content*	45.7 %	Final Moisture Content	46.1 %
Initial Bulk Density	1.69 Mg/m ³	Final Bulk Density	1.78 Mg/m ³
Initial Dry Density	1.16 Mg/m ³	Final Dry Density	1.22 Mg/m ³
Initial Void Ratio	1.3374	Final Void Ratio	1.2199
Initial Degree of Saturation	92.63%	Final Degree of Saturation	102.41%
Pre-consolidation Pressure	0.0 kPa		

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

Pressure (Loading)	Load Increment Duration	Deformation (Corrected)	d ₁₀₀ (Corrected)	Coefficient of Consolidation (c _v)
0.00				
25.0 kPa	1680.000 min	-0.039 mm	0.021 mm	1023.90 mm ² /min
50.0 kPa	1080.000 min	0.057 mm	0.042 mm	420.28 mm ² /min
100.0 kPa	1440.000 min	0.247 mm	0.196 mm	215.16 mm ² /min
200.0 kPa	4080.000 min	0.701 mm	0.616 mm	325.62 mm ² /min
400.0 kPa	2640.000 min	1.419 mm	1.270 mm	196.61 mm ² /min
200.0 kPa	0.500 min	1.415 mm	-----	-----
200.0 kPa	120.000 min	1.347 mm	-----	-----
100.0 kPa	1260.000 min	1.226 mm	-----	-----
50.0 kPa	302.000 min	1.125 mm	-----	-----
25.0 kPa	960.000 min	0.999 mm	-----	-----

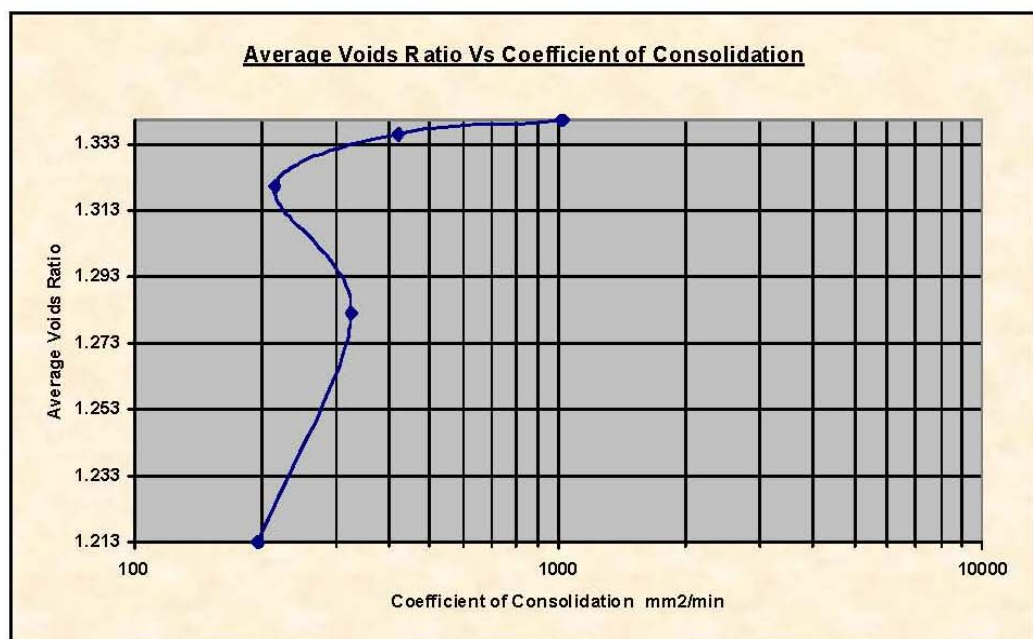
Method of Time Fitting Used

Square Root Time

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	TESIS	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	7
Location	Puerto Quito □	Depth	1.00



Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)

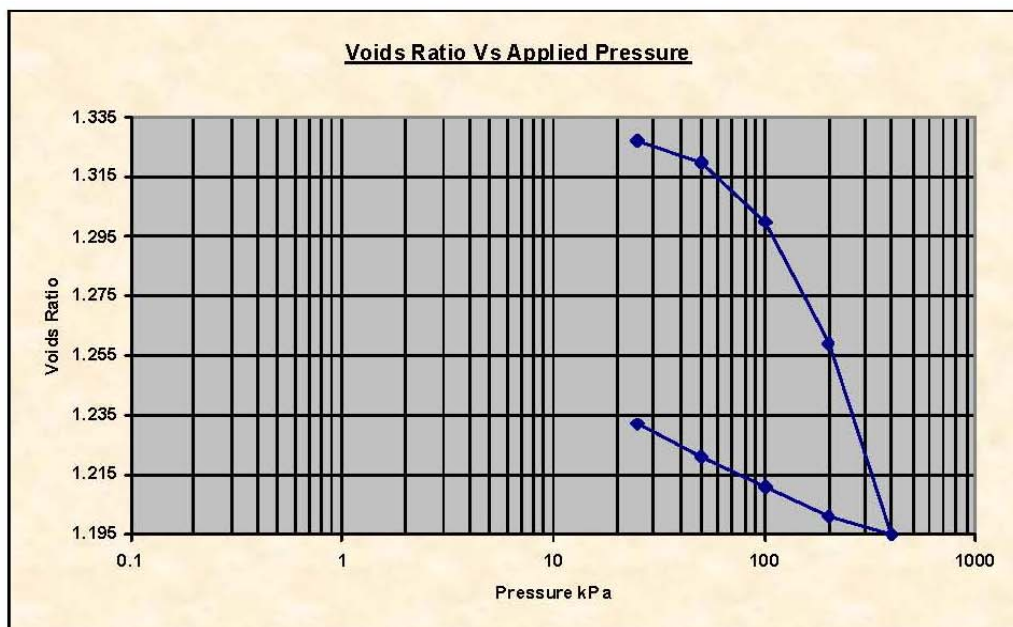


Client	ENSAYOS DE TESIS	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	6
Location	Puerto - Quito	Depth	2.00

Test Details			
Standard	ASTM D2435-96 / AASHTO T216-94	Particle Specific Gravity	2.72
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Method of Testing (A/B)	A		
Sample Description	Pozo 1 Prof. 2.00 metros		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Description	Pozo 1 Prof. 2.00 metros
Depth within Sample	2.00mm	Orientation within Sample	
Specimen Mass	107.22 g	Condition	Inundated
Specimen Height	19.65 mm	Preparation	
Comments			

Apparatus			
Ring Number	2	Ring Diameter	63.41 mm
Ring Height	19.65 mm	Ring Weight	63.02 g
Lever Ratio	10.00 : 1	Drainage	Double-Sided



One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	ENSAYOS DE TESIS	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	6
Location	Puerto - Quito	Depth	2.00

Initial Moisture Content*	48.1 %	Final Moisture Content	46.8 %
Initial Bulk Density	1.73 Mg/m ³	Final Bulk Density	1.79 Mg/m ³
Initial Dry Density	1.17 Mg/m ³	Final Dry Density	1.22 Mg/m ³
Initial Void Ratio	1.3345	Final Void Ratio	1.2325
Initial Degree of Saturation	98.22%	Final Degree of Saturation	103.45%
Pre-consolidation Pressure	0.0 kPa		

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

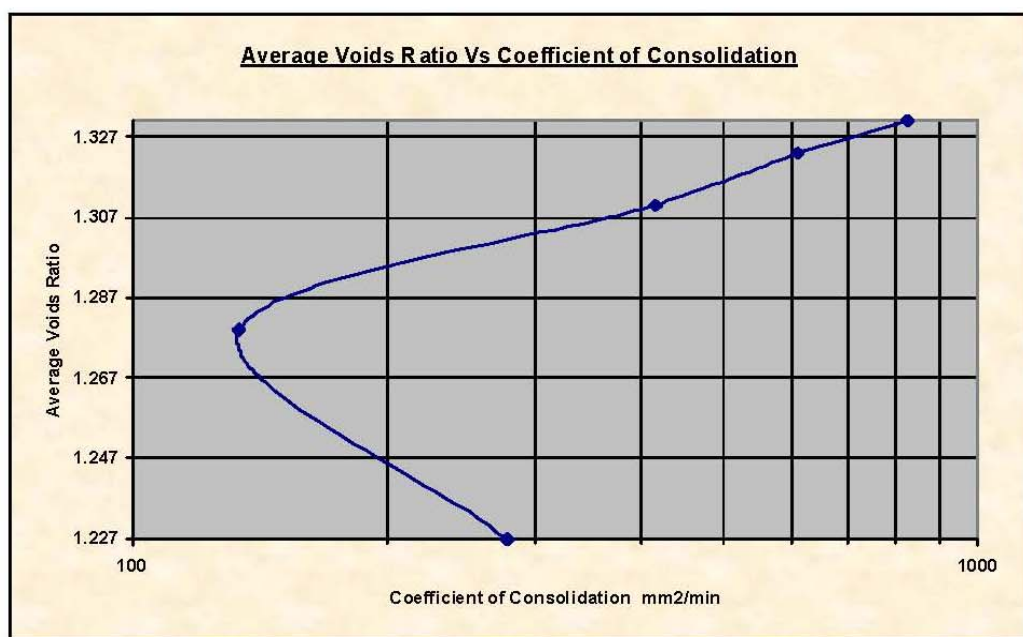
Pressure (Loading)	Load Increment Duration	Deformation (Corrected)	d ₁₀₀ (Corrected)	Coefficient of Consolidation (c _v)
0.00				
25.0 kPa	1680.000 min	0.067 mm	0.322 mm	825.90 mm ² /min
50.0 kPa	1080.000 min	0.126 mm	0.106 mm	611.35 mm ² /min
100.0 kPa	1440.000 min	0.294 mm	0.239 mm	414.86 mm ² /min
200.0 kPa	4080.000 min	0.633 mm	0.546 mm	133.89 mm ² /min
400.0 kPa	2640.000 min	1.172 mm	1.022 mm	277.20 mm ² /min
200.0 kPa	120.000 min	1.127 mm	-----	-----
100.0 kPa	1260.000 min	1.037 mm	-----	-----
50.0 kPa	302.000 min	0.956 mm	-----	-----
25.0 kPa	960.000 min	0.859 mm	-----	-----

Method of Time Fitting Used	Square Root Time
------------------------------------	------------------

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	ENSAYOS DE TESIS	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	6
Location	Puerto - Quito	Depth	2.00



Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)

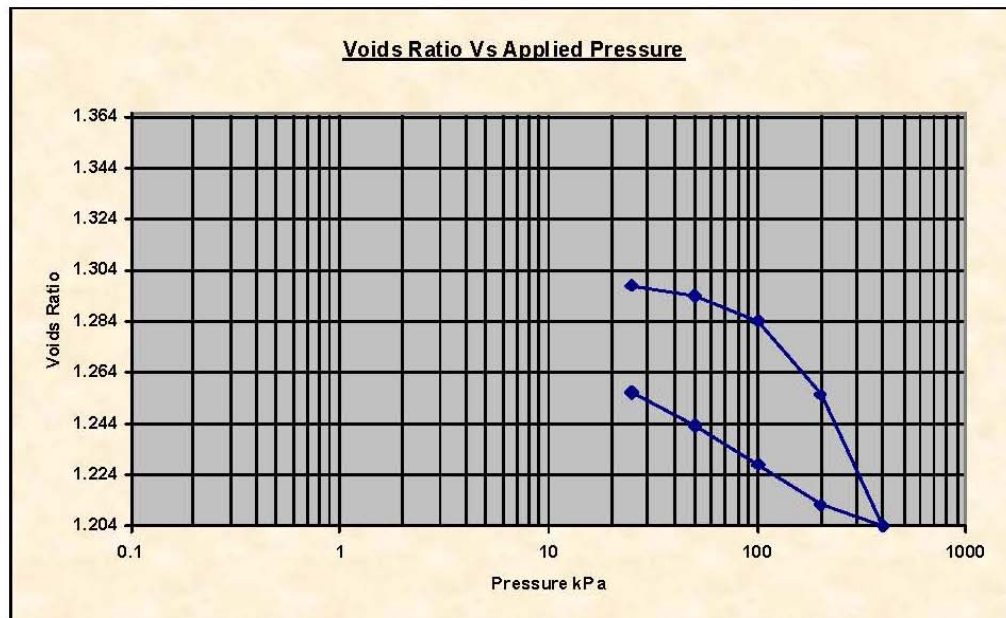


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1
Location	Puerto Quito	Depth	3.00

Test Details			
Standard	ASTM D2435-96 / AASHTO T216-94	Particle Specific Gravity	2.71
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Method of Testing (A/B)	A		
Sample Description	Pozo N°1 Prof. 3.00 metros		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Description	Pozo N°1 Prof. 3.00 metros
Depth within Sample	0.00mm	Orientation within Sample	
Specimen Mass	105.96 g	Condition	Inundated
Specimen Height	20.09 mm	Preparation	
Comments			

Apparatus			
Ring Number	1	Ring Diameter	63.33 mm
Ring Height	20.09 mm	Ring Weight	64.89 g
Lever Ratio	10.00 : 1	Drainage	Single-Sided



One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1
Location	Puerto Quito	Depth	3.00

Initial Moisture Content*	46.1 %	Final Moisture Content	46.5 %
Initial Bulk Density	1.67 Mg/m ³	Final Bulk Density	1.76 Mg/m ³
Initial Dry Density	1.15 Mg/m ³	Final Dry Density	1.20 Mg/m ³
Initial Void Ratio	1.3647	Final Void Ratio	1.2565
Initial Degree of Saturation	91.48%	Final Degree of Saturation	100.22%
Pre-consolidation Pressure	0.0 kPa		

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

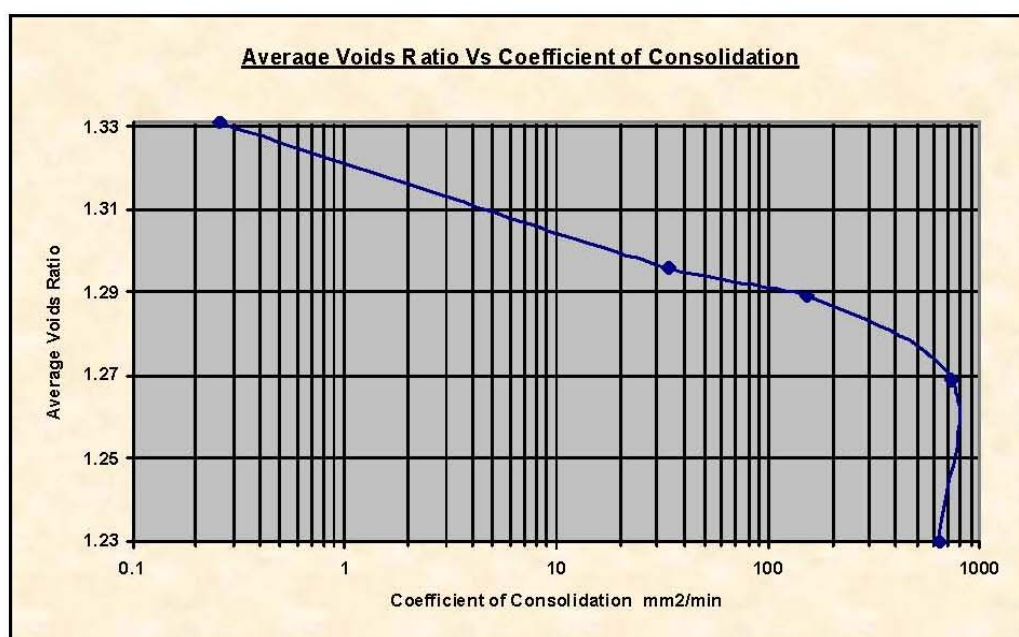
Pressure (Loading)	Load Increment Duration	Deformation (Corrected)	d ₁₀₀ (Corrected)	Coefficient of Consolidation (c _v)
0.00				
25.0 kPa	1260.000 min	0.567 mm	0.675 mm	0.26 mm ² /min
50.0 kPa	1260.000 min	0.599 mm	0.589 mm	33.92 mm ² /min
100.0 kPa	1440.000 min	0.686 mm	0.661 mm	153.09 mm ² /min
200.0 kPa	1440.000 min	0.932 mm	0.877 mm	728.68 mm ² /min
400.0 kPa	4080.000 min	1.365 mm	1.273 mm	636.38 mm ² /min
200.0 kPa	60.000 min	1.294 mm	-----	-----
100.0 kPa	60.000 min	1.159 mm	-----	-----
50.0 kPa	120.000 min	1.032 mm	-----	-----
25.0 kPa	1080.000 min	0.920 mm	-----	-----

Method of Time Fitting Used	Square Root Time
------------------------------------	------------------

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1
Location	Puerto Quito	Depth	3.00



Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)

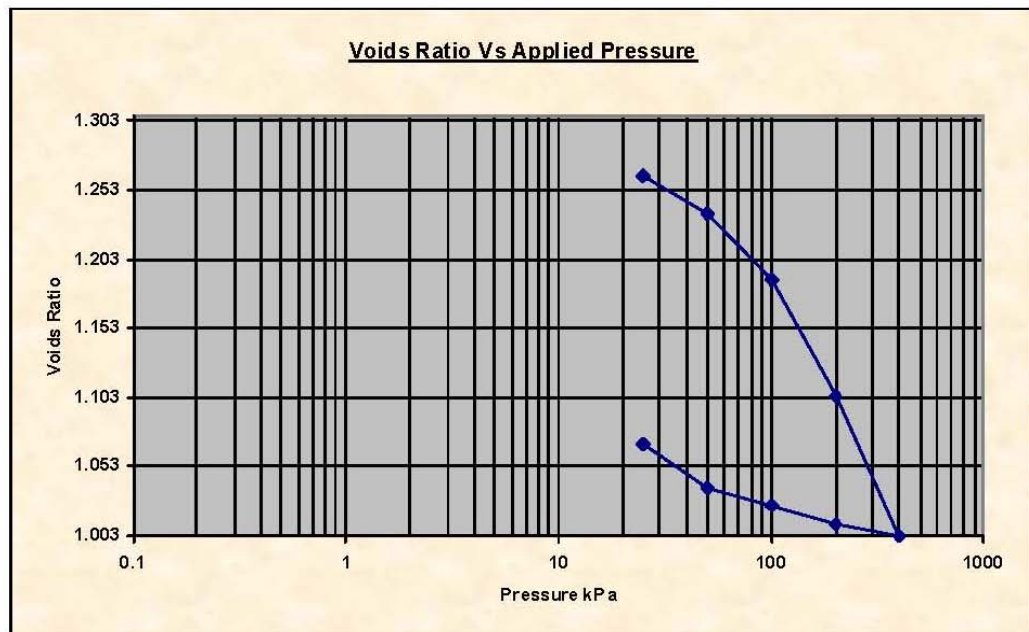


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	3
Location	Puerto Quito	Depth	4.00

Test Details			
Standard	ASTM D2435-96 / AASHTO T216-94	Particle Specific Gravity	2.75
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Method of Testing (A/B)	A		
Sample Description	Pozo N° 1 Prof. 4.00 metros		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Description	Pozo N° 1 Prof. 4.00 metros
Depth within Sample	0.00mm	Orientation within Sample	
Specimen Mass	107.30 g	Condition	Inundated
Specimen Height	19.83 mm	Preparation	
Comments			

Apparatus			
Ring Number	1	Ring Diameter	63.47 mm
Ring Height	19.83 mm	Ring Weight	64.86 g
Lever Ratio	10.00 : 1	Drainage	Double-Sided



One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	3
Location	Puerto Quito	Depth	4.00

Initial Moisture Content*	43.7 %	Final Moisture Content	42.8 %
Initial Bulk Density	1.71 Mg/m ³	Final Bulk Density	1.89 Mg/m ³
Initial Dry Density	1.19 Mg/m ³	Final Dry Density	1.33 Mg/m ³
Initial Void Ratio	1.3065	Final Void Ratio	1.0691
Initial Degree of Saturation	91.82%	Final Degree of Saturation	109.86%
Pre-consolidation Pressure	0.0 kPa		

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

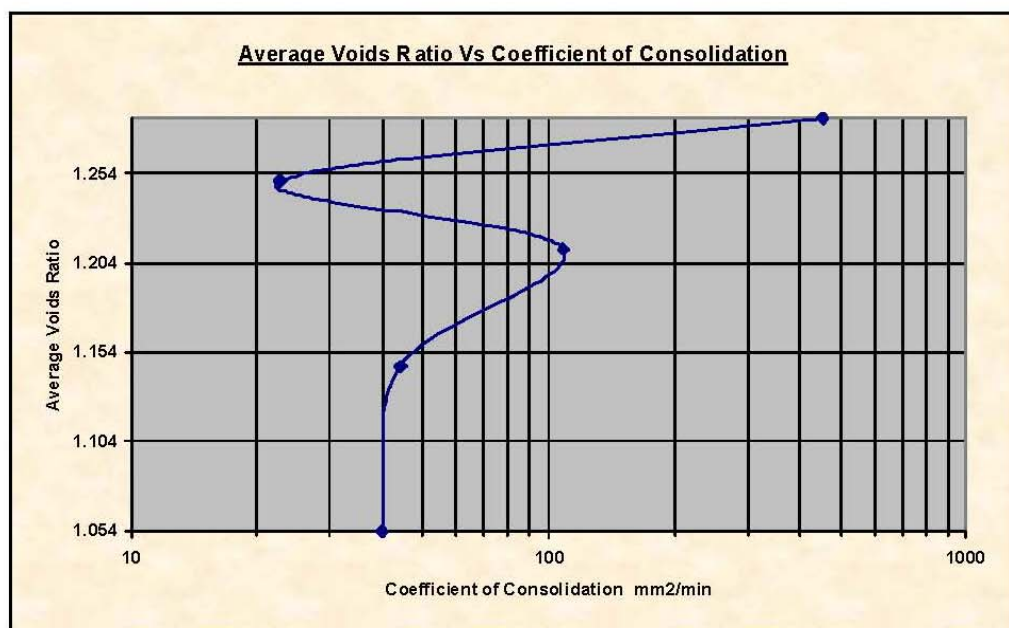
Pressure (Loading)	Load Increment Duration	Deformation (Corrected)	d ₁₀₀ (Corrected)	Coefficient of Consolidation (c _v)
0.00				
25.0 kPa	1260.000 min	0.370 mm	0.352 mm	452.55 mm ² /min
50.0 kPa	4080.000 min	0.602 mm	0.550 mm	22.77 mm ² /min
100.0 kPa	1440.000 min	1.021 mm	0.910 mm	108.40 mm ² /min
200.0 kPa	1440.000 min	1.739 mm	1.603 mm	44.04 mm ² /min
400.0 kPa	1260.000 min	2.610 mm	2.430 mm	39.93 mm ² /min
200.0 kPa	76.000 min	2.536 mm	-----	-----
100.0 kPa	95.000 min	2.420 mm	-----	-----
50.0 kPa	95.000 min	2.316 mm	-----	-----
25.0 kPa	240.000 min	2.040 mm	-----	-----

Method of Time Fitting Used	Square Root Time
------------------------------------	------------------

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	3
Location	Puerto Quito	Depth	4.00



Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)

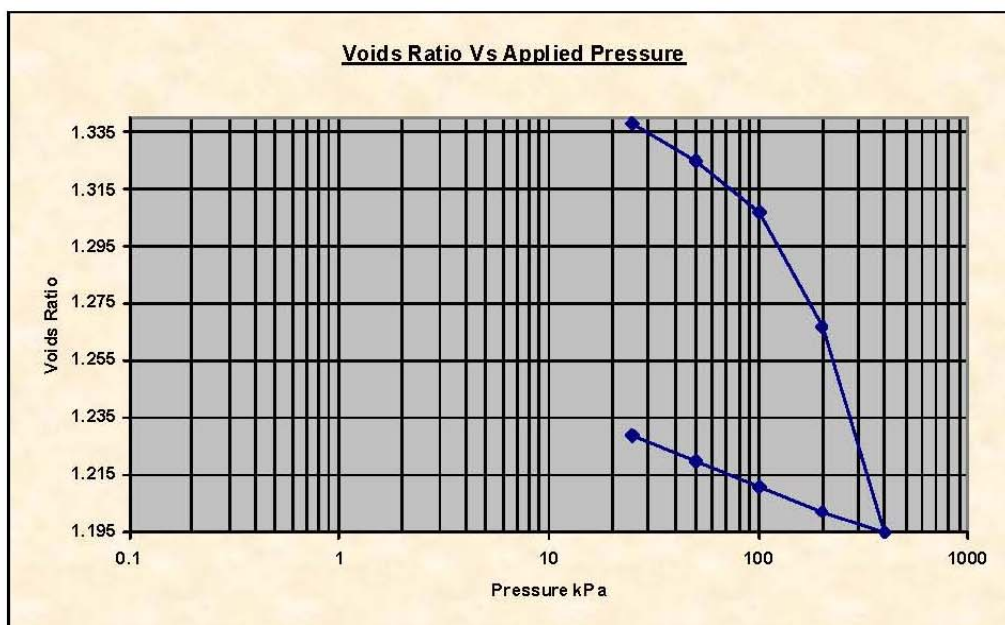


Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	4
Location		Depth	2.00

Test Details			
Standard	ASTM D2435-96 / AASHTO T216-94	Particle Specific Gravity	2.79
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Method of Testing (A/B)	A		
Sample Description	Pozo N° 2 Prof. a 2.00 metros		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Description	Pozo N° 2 Prof. a 2.00 metros
Depth within Sample	0.00mm	Orientation within Sample	
Specimen Mass	105.03 g	Condition	Inundated
Specimen Height	19.39 mm	Preparation	
Comments			

Apparatus			
Ring Number	1	Ring Diameter	63.37 mm
Ring Height	19.39 mm	Ring Weight	62.95 g
Lever Ratio	10.00 : 1	Drainage	Double-Sided



One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	4
Location		Depth	2.00

Initial Moisture Content*	44.0 %	Final Moisture Content	44.3 %
Initial Bulk Density	1.72 Mg/m ³	Final Bulk Density	1.81 Mg/m ³
Initial Dry Density	1.19 Mg/m ³	Final Dry Density	1.25 Mg/m ³
Initial Void Ratio	1.3404	Final Void Ratio	1.2286
Initial Degree of Saturation	91.65%	Final Degree of Saturation	100.55%
Pre-consolidation Pressure	0.0 kPa		

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

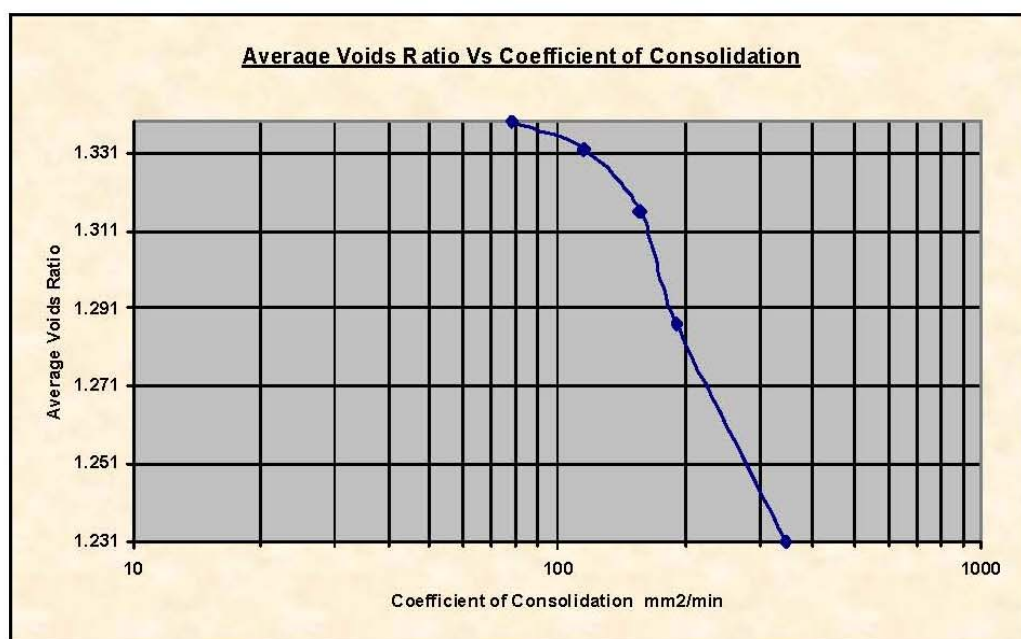
Pressure (Loading)	Load Increment Duration	Deformation (Corrected)	d ₁₀₀ (Corrected)	Coefficient of Consolidation (c _v)
0.00				
25.0 kPa	960.000 min	0.016 mm	0.011 mm	78.24 mm ² /min
50.0 kPa	2640.000 min	0.124 mm	0.105 mm	115.59 mm ² /min
100.0 kPa	1440.000 min	0.275 mm	0.235 mm	156.51 mm ² /min
200.0 kPa	4080.000 min	0.607 mm	0.536 mm	190.87 mm ² /min
400.0 kPa	1440.000 min	1.207 mm	1.082 mm	344.65 mm ² /min
200.0 kPa	60.000 min	1.149 mm	-----	-----
100.0 kPa	60.000 min	1.073 mm	-----	-----
50.0 kPa	76.000 min	0.997 mm	-----	-----
25.0 kPa	1080.000 min	0.926 mm	-----	-----

Method of Time Fitting Used	Square Root Time
------------------------------------	------------------

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	4
Location		Depth	2.00



Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)

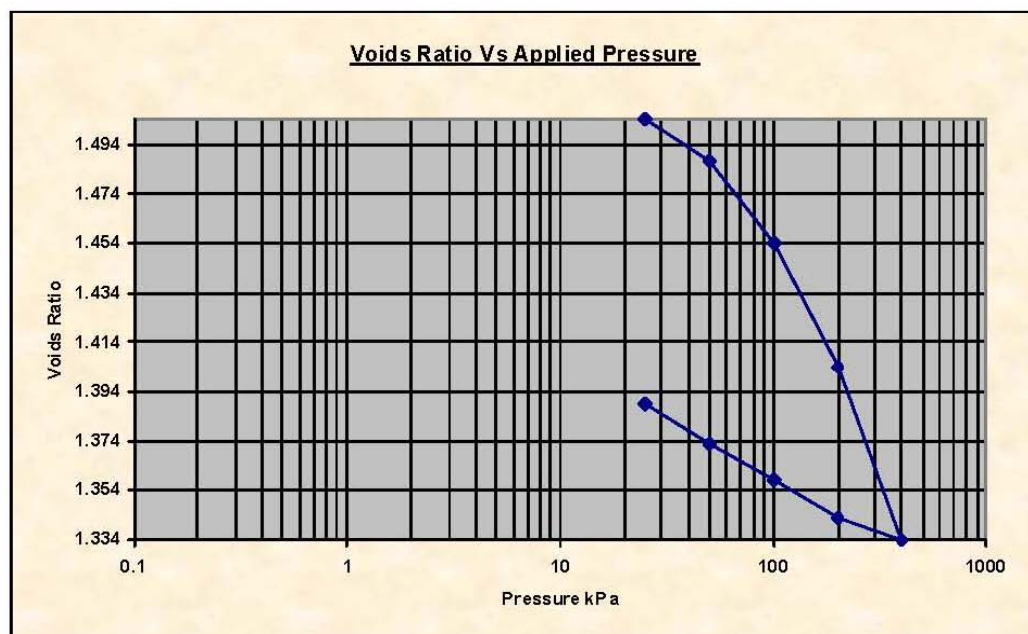


Client	estudiantes	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	4
Borehole		Sample	9
Location	Puerto Quito	Depth	4.00

Test Details			
Standard	ASTM D2435-96 / AASHTO T216-94	Particle Specific Gravity	2.75
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Method of Testing (A/B)	A		
Sample Description	Pozo N° 2 Prof. 4.00 metros		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Description	Pozo N° 2 Prof. 4.00 metros
Depth within Sample	0.00mm	Orientation within Sample	
Specimen Mass	101.34 g	Condition	Inundated
Specimen Height	19.60 mm	Preparation	
Comments			

Apparatus			
Ring Number	2	Ring Diameter	63.29 mm
Ring Height	19.60 mm	Ring Weight	63.97 g
Lever Ratio	10.00 : 1	Drainage	Single-Sided



One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	estudiantes	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	4
Borehole		Sample	9
Location	Puerto Quito	Depth	4.00

Initial Moisture Content*	49.1 %	Final Moisture Content	47.5 %
Initial Bulk Density	1.64 Mg/m ³	Final Bulk Density	1.70 Mg/m ³
Initial Dry Density	1.10 Mg/m ³	Final Dry Density	1.15 Mg/m ³
Initial Void Ratio	1.4973	Final Void Ratio	1.3890
Initial Degree of Saturation	90.31%	Final Degree of Saturation	94.18%
Pre-consolidation Pressure	0.0 kPa		

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

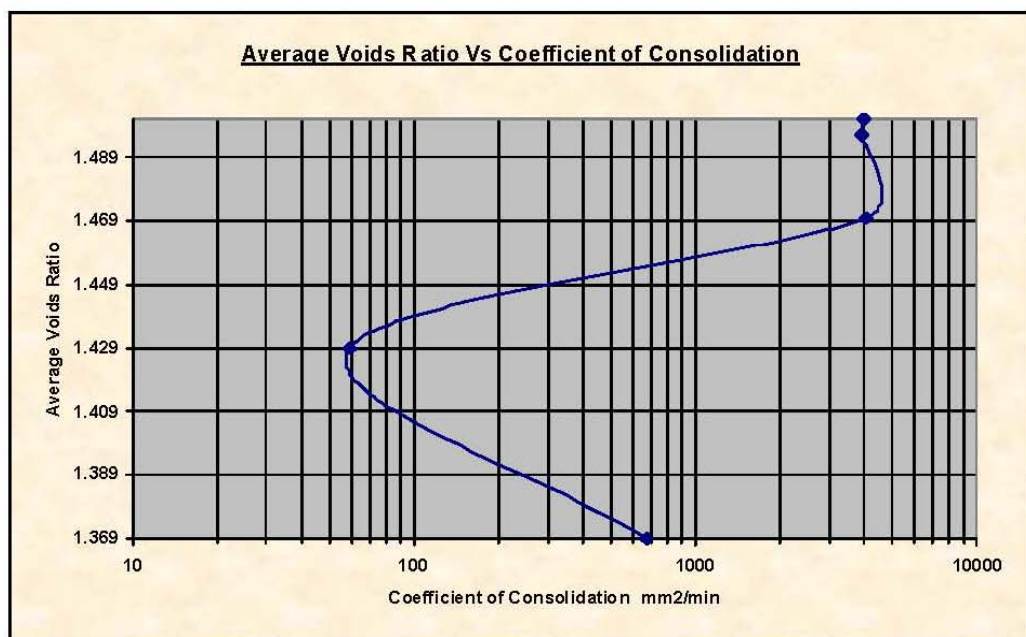
Pressure (Loading)	Load Increment Duration	Deformation (Corrected)	d ₁₀₀ (Corrected)	Coefficient of Consolidation (c _v)
0.00				
25.0 kPa	1260.000 min	-0.055 mm	-0.043 mm	3964.82 mm ² /min
50.0 kPa	1440.000 min	0.082 mm	0.065 mm	3926.53 mm ² /min
100.0 kPa	1440.000 min	0.342 mm	0.301 mm	4063.72 mm ² /min
200.0 kPa	1080.000 min	0.729 mm	0.717 mm	59.26 mm ² /min
400.0 kPa	1440.000 min	1.283 mm	1.093 mm	670.15 mm ² /min
200.0 kPa	60.000 min	1.214 mm	-----	-----
100.0 kPa	60.000 min	1.095 mm	-----	-----
50.0 kPa	120.000 min	0.977 mm	-----	-----
25.0 kPa	1080.000 min	0.851 mm	-----	-----

Method of Time Fitting Used	Square Root Time
------------------------------------	------------------

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	estudiantes	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	4
Borehole		Sample	9
Location	Puerto Quito	Depth	4.00



Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)

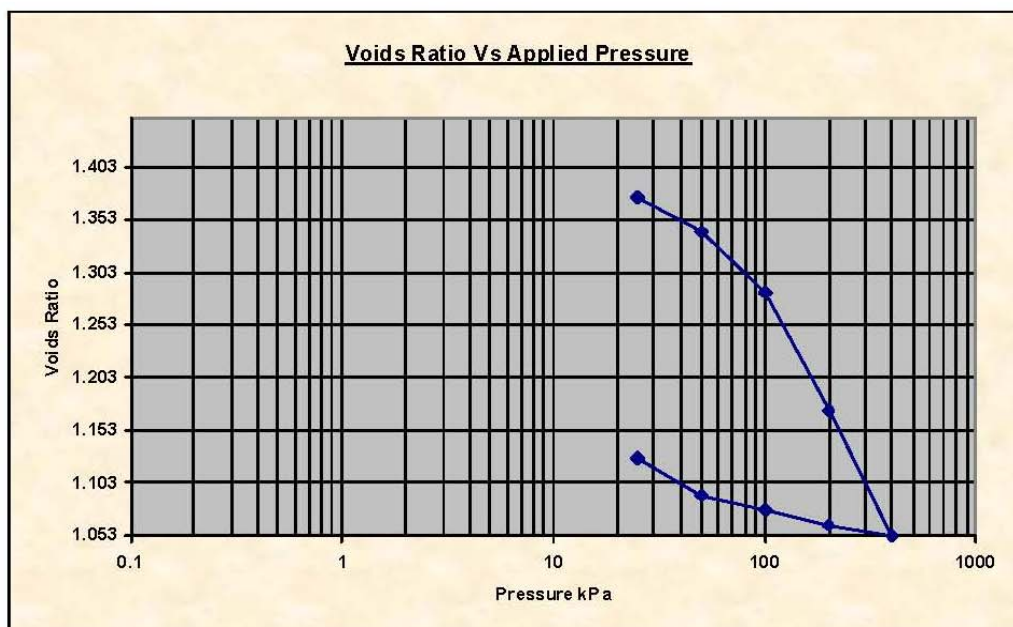


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	2
Location	Puerto Quito	Depth	5.00

Test Details			
Standard	ASTM D2435-96 / AASHTO T216-94	Particle Specific Gravity	2.70
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Method of Testing (A/B)	A		
Sample Description	Pozo N° 2 Prof. 5.00 metros		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Description	Pozo N° 2 Prof. 5.00 metros
Depth within Sample	0.00mm	Orientation within Sample	
Specimen Mass	98.91 g	Condition	Inundated
Specimen Height	19.39 mm	Preparation	
Comments			

Apparatus			
Ring Number	3	Ring Diameter	63.37 mm
Ring Height	19.39 mm	Ring Weight	62.95 g
Lever Ratio	10.00 : 1	Drainage	Double-Sided



One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	2
Location	Puerto Quito	Depth	5.00

Initial Moisture Content*	46.5 %	Final Moisture Content	45.2 %
Initial Bulk Density	1.62 Mg/m ³	Final Bulk Density	1.85 Mg/m ³
Initial Dry Density	1.10 Mg/m ³	Final Dry Density	1.27 Mg/m ³
Initial Void Ratio	1.4491	Final Void Ratio	1.1271
Initial Degree of Saturation	86.75%	Final Degree of Saturation	108.44%
Pre-consolidation Pressure	0.0 kPa		

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

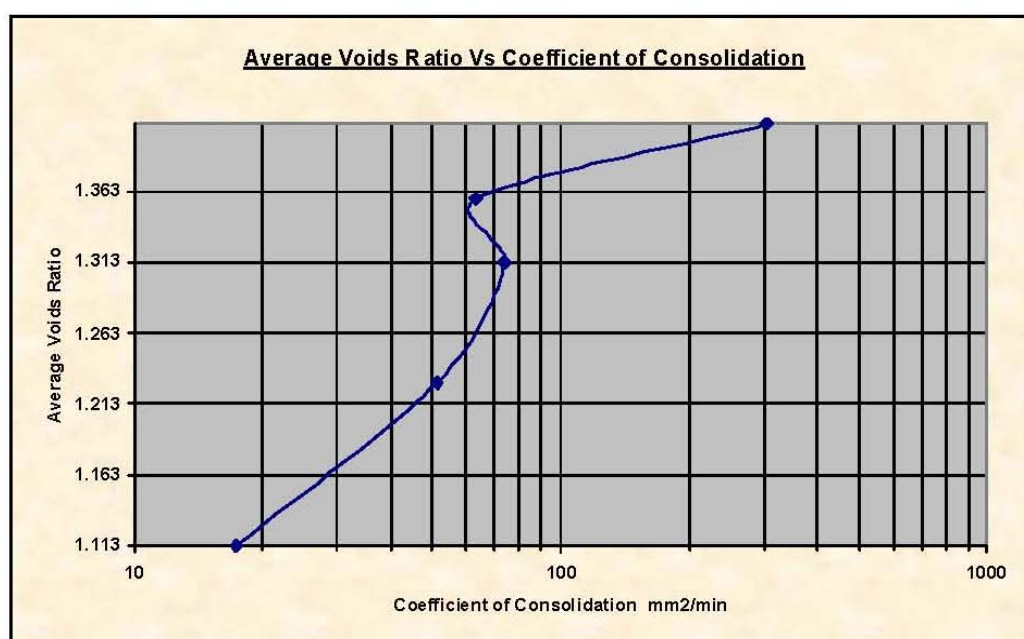
Pressure (Loading)	Load Increment Duration	Deformation (Corrected)	d ₁₀₀ (Corrected)	Coefficient of Consolidation (c _v)
0.00				
25.0 kPa	1260.000 min	0.596 mm	0.554 mm	303.34 mm ² /min
50.0 kPa	4080.000 min	0.853 mm	0.806 mm	63.50 mm ² /min
100.0 kPa	1440.000 min	1.306 mm	1.203 mm	73.88 mm ² /min
200.0 kPa	1440.000 min	2.192 mm	2.095 mm	51.24 mm ² /min
400.0 kPa	1260.000 min	3.134 mm	3.026 mm	17.41 mm ² /min
200.0 kPa	76.000 min	3.059 mm	-----	-----
100.0 kPa	95.000 min	2.944 mm	-----	-----
50.0 kPa	95.000 min	2.835 mm	-----	-----
25.0 kPa	240.000 min	2.549 mm	-----	-----

Method of Time Fitting Used	Square Root Time
------------------------------------	------------------

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	2
Location	Puerto Quito	Depth	5.00



Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)

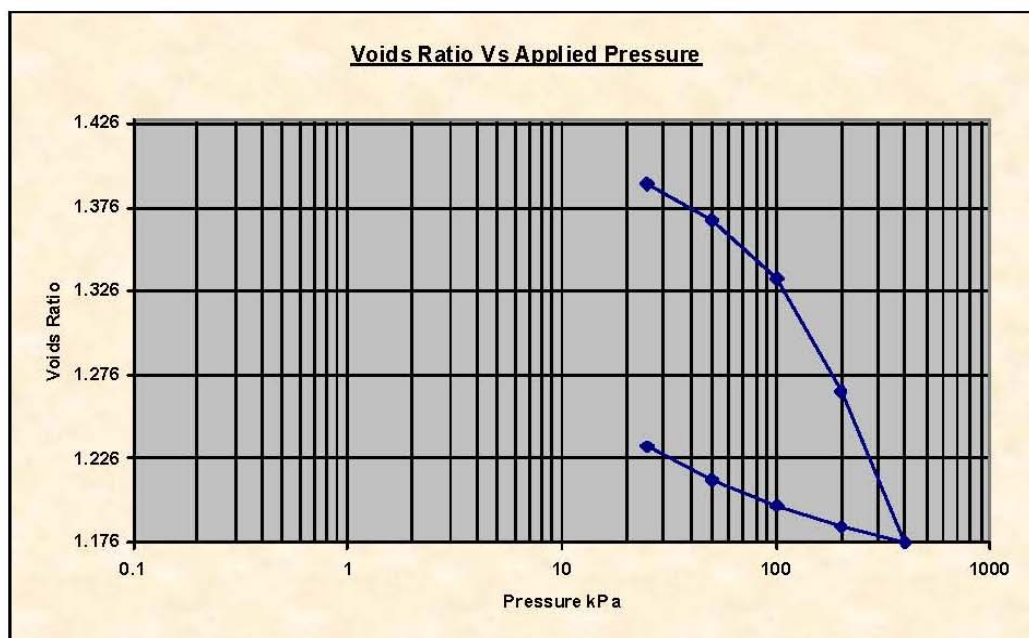


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	4
Location	Puerto Quito	Depth	1.00

Test Details			
Standard	ASTM D2435-96 / AASHTO T216-94	Particle Specific Gravity	2.80
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Method of Testing (A/B)	A		
Sample Description	Pozo N° 3 Prof. 1.00 metro		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Description	
Depth within Sample	0.00mm	Orientation within Sample	
Specimen Mass	103.32 g	Condition	Inundated
Specimen Height	19.83 mm	Preparation	
Comments			

Apparatus			
Ring Number	3	Ring Diameter	63.47 mm
Ring Height	19.83 mm	Ring Weight	64.86 g
Lever Ratio	10.00 : 1	Drainage	Double-Sided



One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	4
Location	Puerto Quito	Depth	1.00

Initial Moisture Content*	43.0 %	Final Moisture Content	44.3 %
Initial Bulk Density	1.65 Mg/m ³	Final Bulk Density	1.81 Mg/m ³
Initial Dry Density	1.15 Mg/m ³	Final Dry Density	1.25 Mg/m ³
Initial Void Ratio	1.4282	Final Void Ratio	1.2328
Initial Degree of Saturation	84.14%	Final Degree of Saturation	100.40%
Pre-consolidation Pressure	0.0 kPa		

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

Pressure (Loading)	Load Increment Duration	Deformation (Corrected)	d ₁₀₀ (Corrected)	Coefficient of Consolidation (c _v)
0.00				
25.0 kPa	1080.000 min	0.315 mm	0.296 mm	80.81 mm ² /min
50.0 kPa	2640.000 min	0.496 mm	0.461 mm	30.84 mm ² /min
100.0 kPa	1440.000 min	0.781 mm	0.714 mm	190.13 mm ² /min
200.0 kPa	4080.000 min	1.323 mm	1.249 mm	59.24 mm ² /min
400.0 kPa	1440.000 min	2.056 mm	1.907 mm	74.51 mm ² /min
200.0 kPa	60.000 min	1.985 mm	-----	-----
100.0 kPa	60.000 min	1.877 mm	-----	-----
50.0 kPa	76.000 min	1.756 mm	-----	-----
25.0 kPa	1080.000 min	1.596 mm	-----	-----

Method of Time Fitting Used

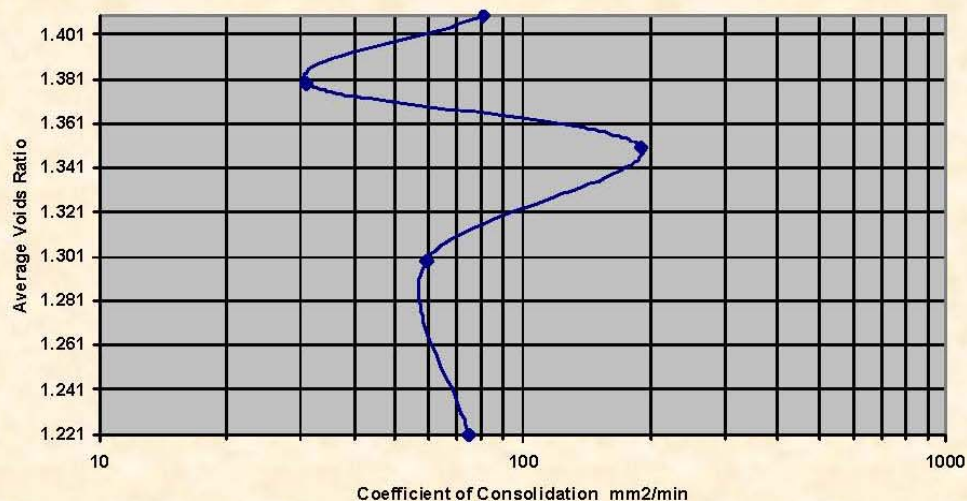
Square Root Time

One Dimensional Consolidation Properties (Oedometer)



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	4
Location	Puerto Quito	Depth	1.00

Average Voids Ratio Vs Coefficient of Consolidation



Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ANEXO 4

ENSAYOS TRIAXIALES

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

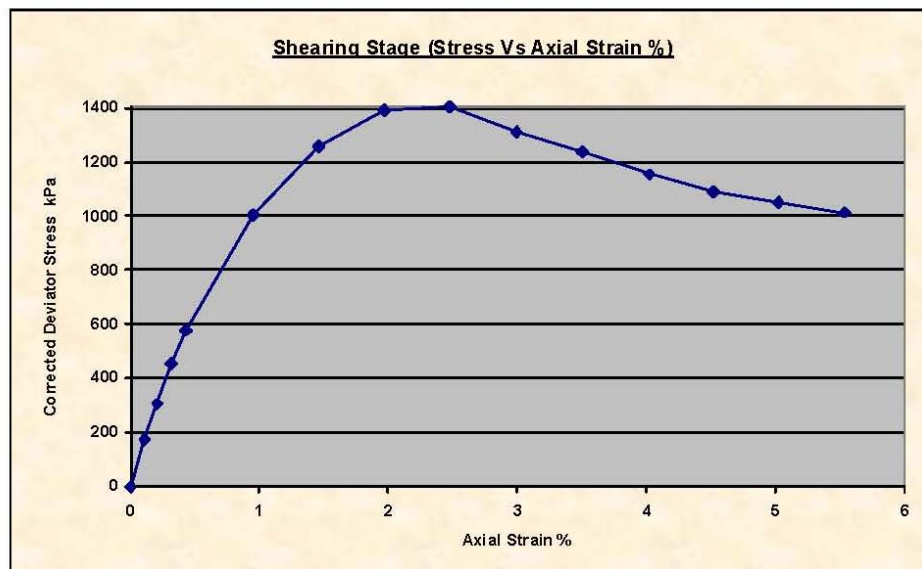


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.71
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°1 - Prof. 1.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	70.82 mm	Description	
Initial Diameter	35.12 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.92 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	35.6 %	Preparation	
Void Ratio	1.23	Degree of Saturation	78.41%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



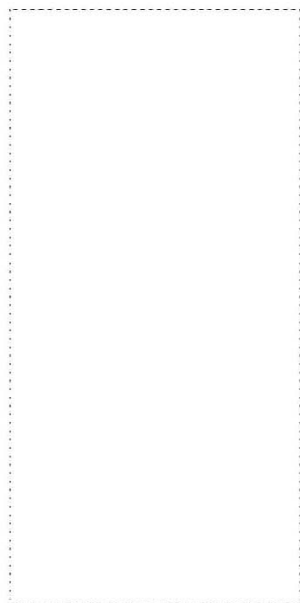
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	100.1kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	1403.2 kPa	Major Principal Stress	1503.3 kPa
Axial Strain	2.48%	Minor Principal Stress	100.1 kPa
Deviator Stress Correction Applied	1.19kPa	Final Moisture Content	35.6 %
Final Unit Weight	16.17 kN/m ³		



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)

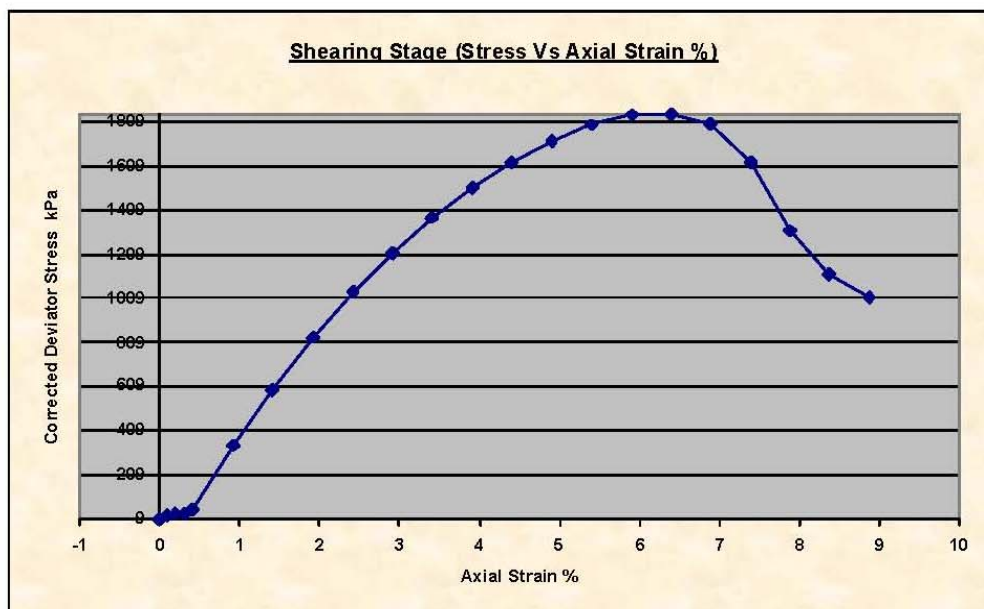


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.71
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°1 - Prof. 1.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	D	Stage Reference	1
Initial Height	72.33 mm	Description	
Initial Diameter	36.43 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	12.22 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	36.0 %	Preparation	
Void Ratio	1.18	Degree of Saturation	83.00%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



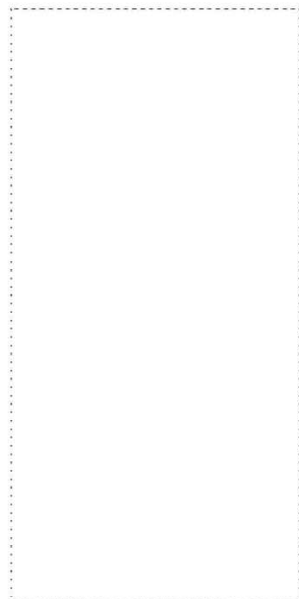
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	200.4kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	1838.2 kPa	Major Principal Stress	2038.6 kPa
Axial Strain	5.90%	Minor Principal Stress	200.4 kPa
Deviator Stress Correction Applied	2.72kPa	Final Moisture Content	36.0 %
Final Unit Weight	16.62 kN/m3		



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)

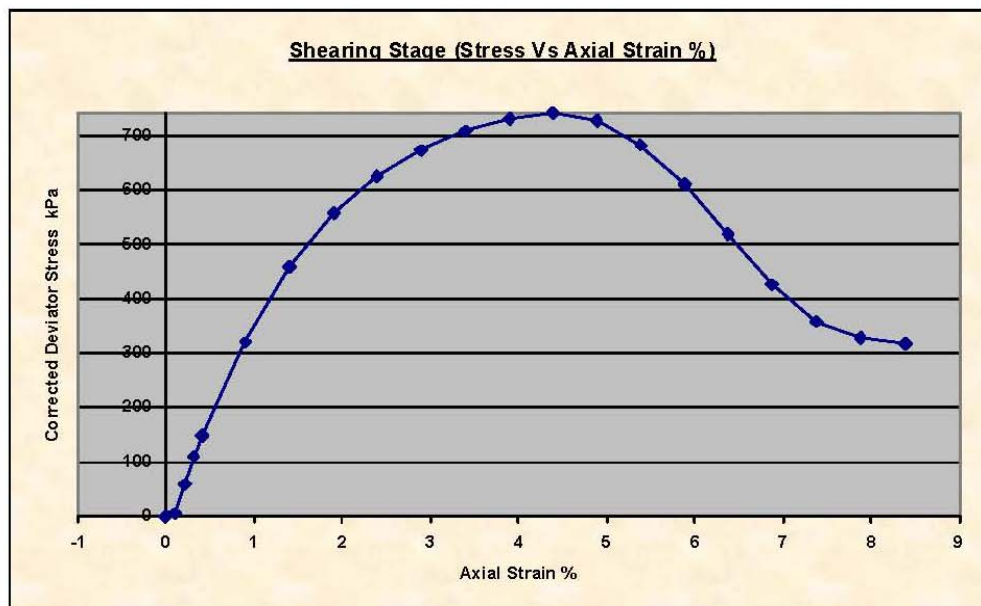


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.71
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°1 - Prof. 1.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	71.88 mm	Description	
Initial Diameter	35.20 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.64 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	35.5 %	Preparation	
Void Ratio	1.29	Degree of Saturation	74.96%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



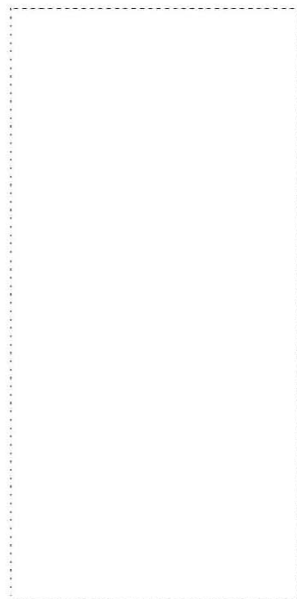
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	50.4kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	739.9 kPa	Major Principal Stress	790.2 kPa
Axial Strain	4.39%	Minor Principal Stress	50.4 kPa
Deviator Stress Correction Applied	2.10kPa	Final Moisture Content	35.5 %
Final Unit Weight	15.78 kN/m3		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELE
International

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

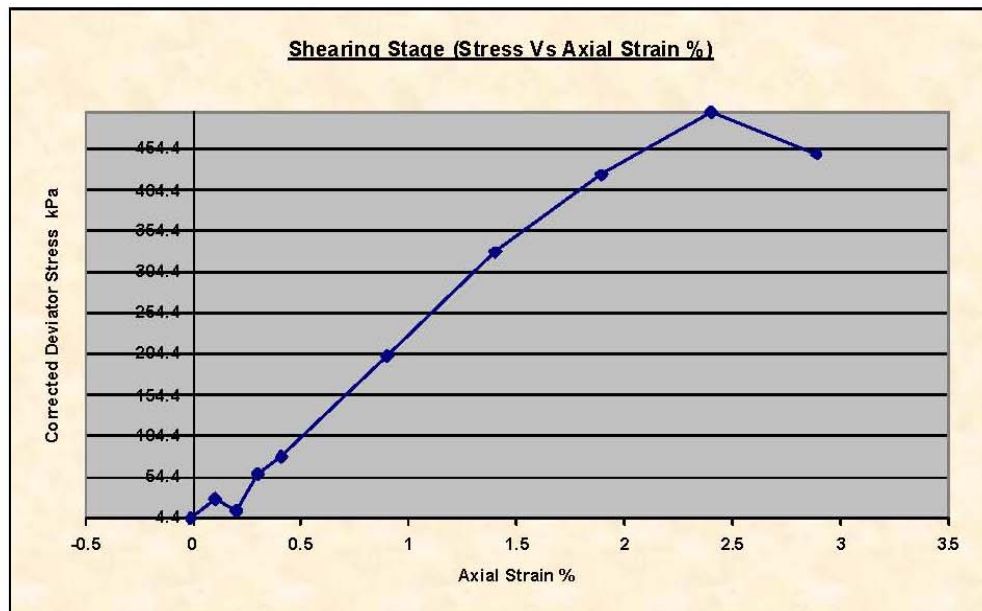


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	2

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.72
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N° 1 - Prof. 2.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	D	Stage Reference	1
Initial Height	71.10 mm	Description	
Initial Diameter	35.46 mm	Depth within Sample	15.00mm
Initial Dry Unit Weight	9.54 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	37.8 %	Preparation	
Void Ratio	1.80	Degree of Saturation	57.16%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



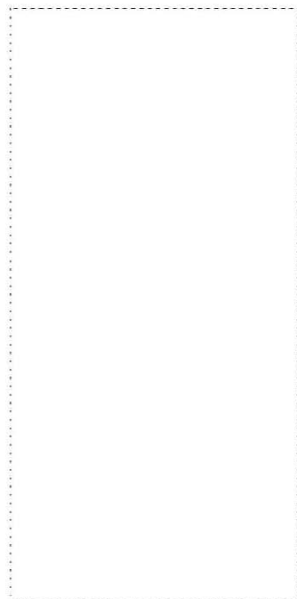
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	2

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	0.30%/min	Cell Pressure	100.4kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	498.5 kPa	Major Principal Stress	598.9 kPa
Axial Strain	2.40%	Minor Principal Stress	100.4 kPa
Deviator Stress Correction Applied	1.14kPa	Final Moisture Content	37.8 %
Final Unit Weight	13.15 kN/m ³		



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)

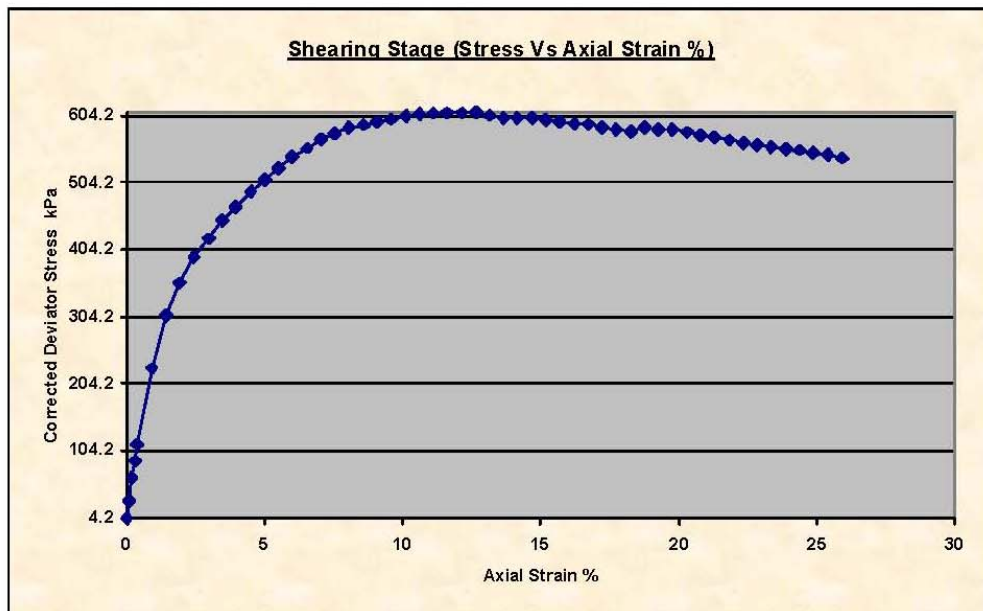


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	2

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.72
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°1 - Prof. 2.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	71.64 mm	Description	
Initial Diameter	36.26 mm	Depth within Sample	10.00mm
Initial Dry Unit Weight	9.71 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	36.2 %	Preparation	
Void Ratio	1.75	Degree of Saturation	56.40%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



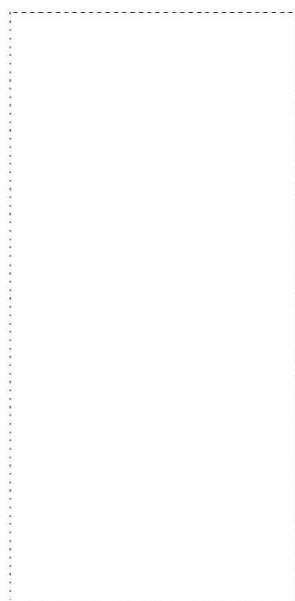
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	2

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	0.30%/min	Cell Pressure	200.3kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	607.8 kPa	Major Principal Stress	808.1 kPa
Axial Strain	11.11%	Minor Principal Stress	200.3 kPa
Deviator Stress Correction Applied	0.00kPa	Final Moisture Content	36.2 %
Final Unit Weight	13.23 kN/m3		



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)

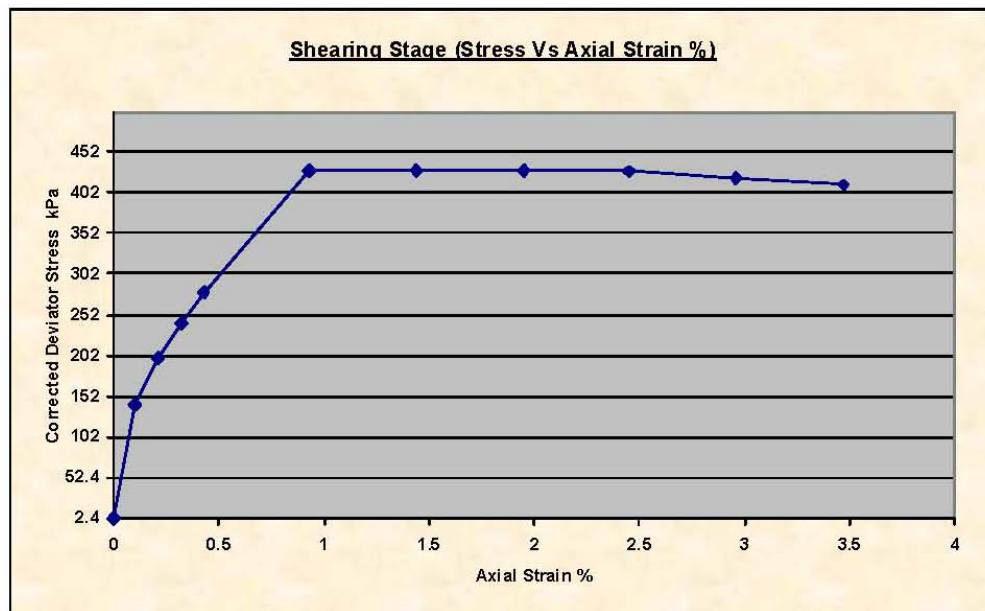


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	2

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.72
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N° 1 - Prof. 2.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	71.26 mm	Description	
Initial Diameter	35.36 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	12.23 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	37.8 %	Preparation	
Void Ratio	1.18	Degree of Saturation	86.89%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



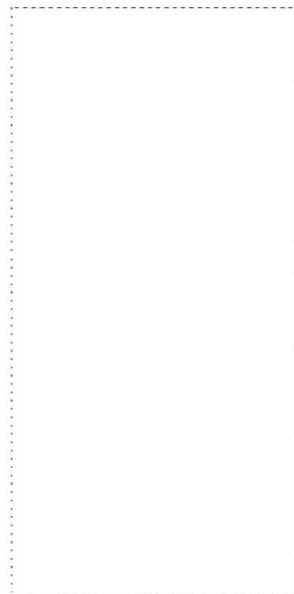
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	2

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	50.5kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	429.4 kPa	Major Principal Stress	479.8 kPa
Axial Strain	0.93%	Minor Principal Stress	50.5 kPa
Deviator Stress Correction Applied	0.44kPa	Final Moisture Content	37.8 %
Final Unit Weight	16.85 kN/m ³		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELE
International

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

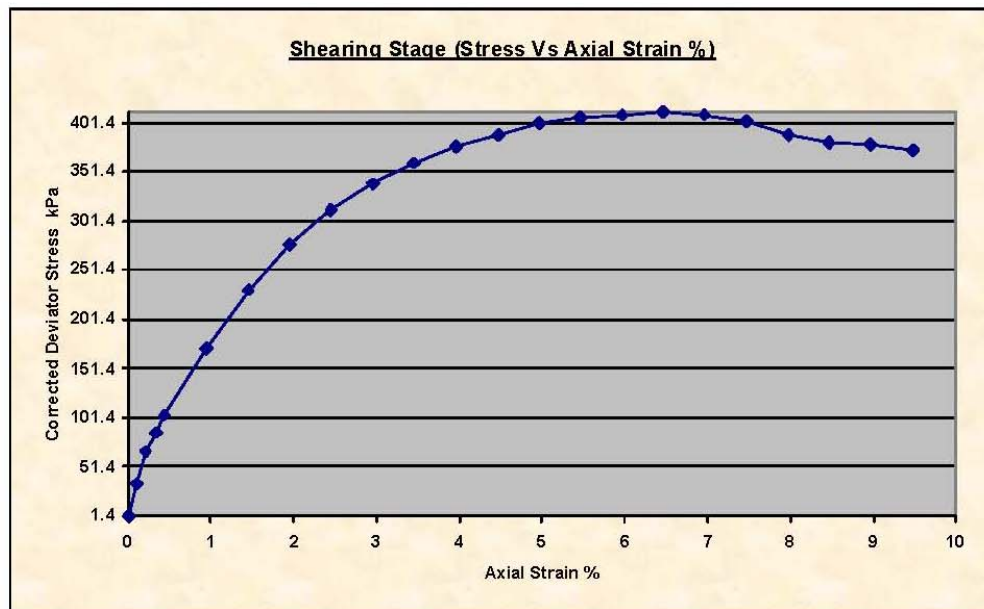


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	3

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.71
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°1 - Prof. 3.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	71.50 mm	Description	
Initial Diameter	35.28 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.08 kN/m3	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	39.6 %	Preparation	
Void Ratio	1.40	Degree of Saturation	76.77%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



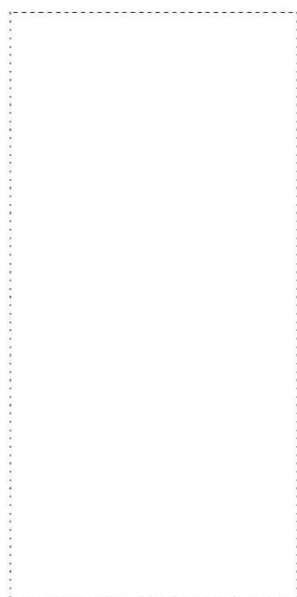
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	3

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	99.9kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	411.8 kPa	Major Principal Stress	511.6 kPa
Axial Strain	6.46%	Minor Principal Stress	99.9 kPa
Deviator Stress Correction Applied	3.08kPa	Final Moisture Content	39.6 %
Final Unit Weight	15.48 kN/m ³		



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)

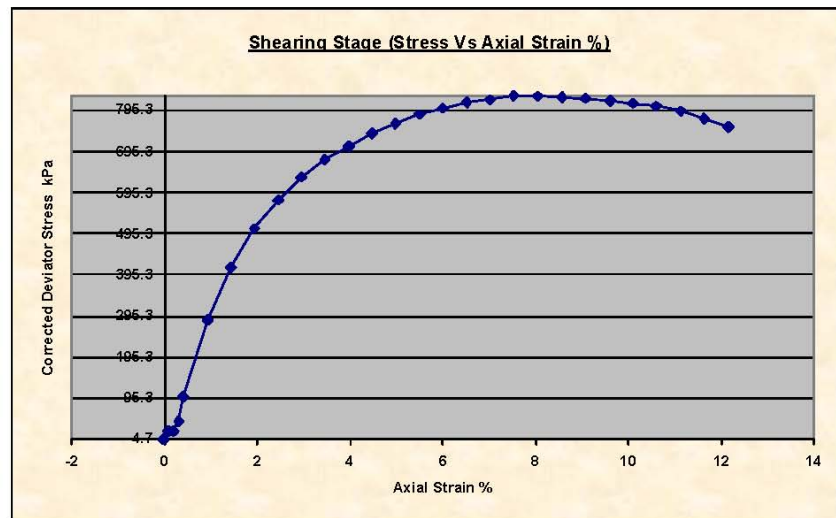


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.71
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°1 - Prof. 3.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	D	Stage Reference	1
Initial Height	70.66 mm	Description	
Initial Diameter	35.59 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.37 kN/m3	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	40.1 %	Preparation	
Void Ratio	1.34	Degree of Saturation	81.28%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



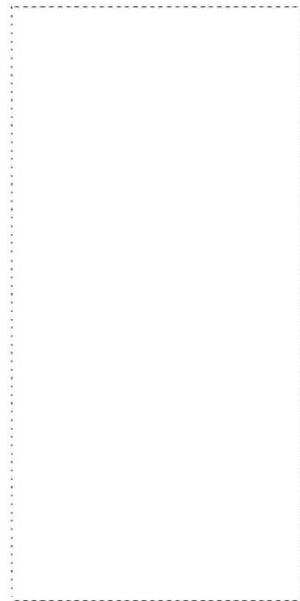
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	200.1kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	830.1 kPa	Major Principal Stress	1030.2 kPa
Axial Strain	8.05%	Minor Principal Stress	200.1 kPa
Deviator Stress Correction Applied	3.80kPa	Final Moisture Content	40.1 %
Final Unit Weight	15.94 kN/m3		



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)

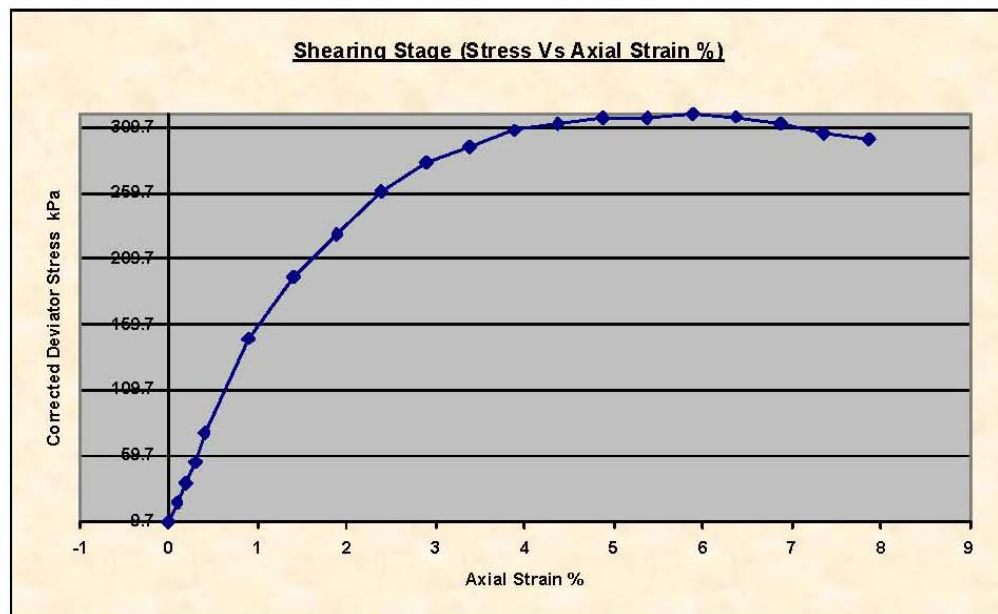


Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	3

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.71
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	prof. a 3.00 METRO ensayo 12		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	72.35 mm	Description	
Initial Diameter	35.06 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	12.08 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	39.8 %	Preparation	
Void Ratio	1.20	Degree of Saturation	89.87%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



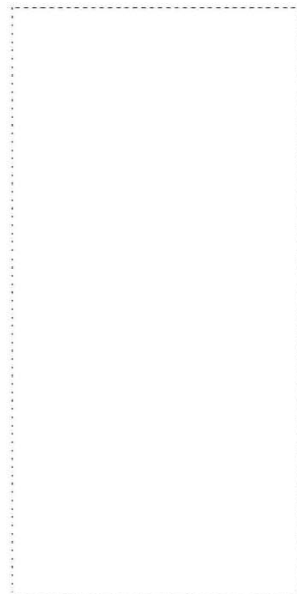
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	3

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	50.6kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	319.2 kPa	Major Principal Stress	369.8 kPa
Axial Strain	5.88%	Minor Principal Stress	50.6 kPa
Deviator Stress Correction Applied	2.82kPa	Final Moisture Content	39.8 %
Final Unit Weight	16.89 kN/m3		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELE
International

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

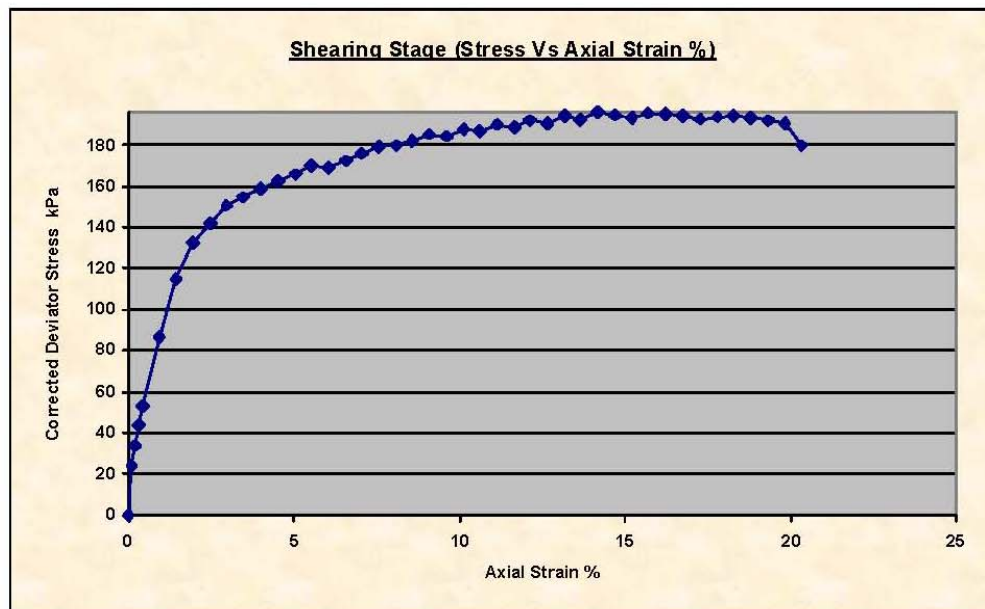


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	8

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.75
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N° 1 - Prof. 4.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	70.33 mm	Description	
Initial Diameter	35.03 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	12.23 kN/m3	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	35.9 %	Preparation	
Void Ratio	1.20	Degree of Saturation	82.06%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



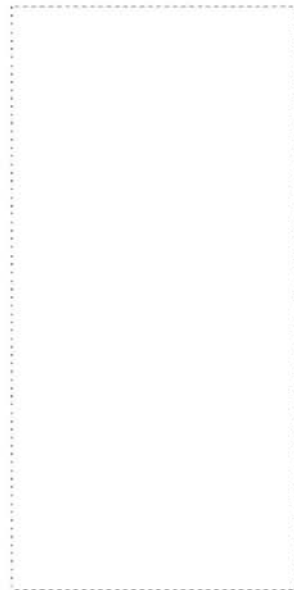
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	8

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	100.9kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	195.6 kPa	Major Principal Stress	296.5 kPa
Axial Strain	15.70%	Minor Principal Stress	100.9 kPa
Deviator Stress Correction Applied	7.53kPa	Final Moisture Content	35.9 %
Final Unit Weight	16.62 kN/m3		



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)

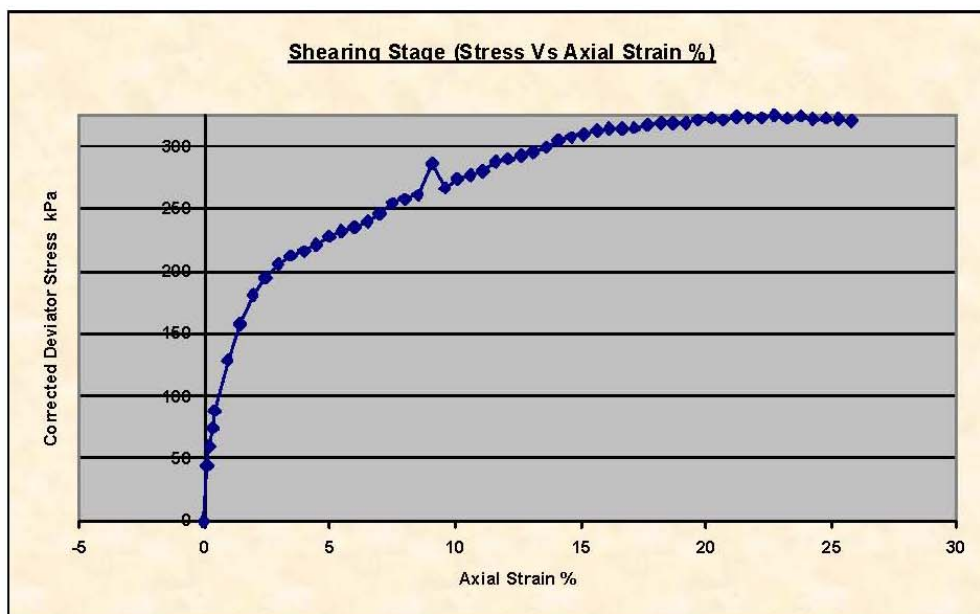


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	8

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.75
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°1 - Prof. 4.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	71.11 mm	Description	
Initial Diameter	34.50 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.65 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	40.2 %	Preparation	
Void Ratio	1.31	Degree of Saturation	84.14%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



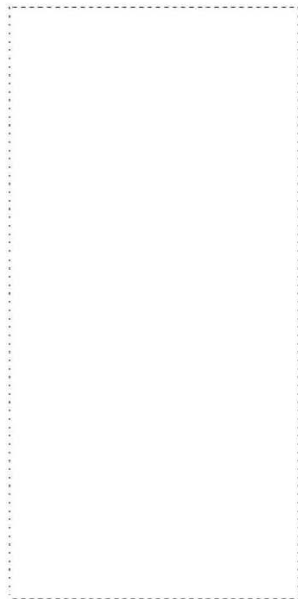
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	8

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	200.3kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	324.7 kPa	Major Principal Stress	525.0 kPa
Axial Strain	22.73%	Minor Principal Stress	200.3 kPa
Deviator Stress Correction Applied	11.07kPa	Final Moisture Content	40.2 %
Final Unit Weight	16.33 kN/m3		



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)

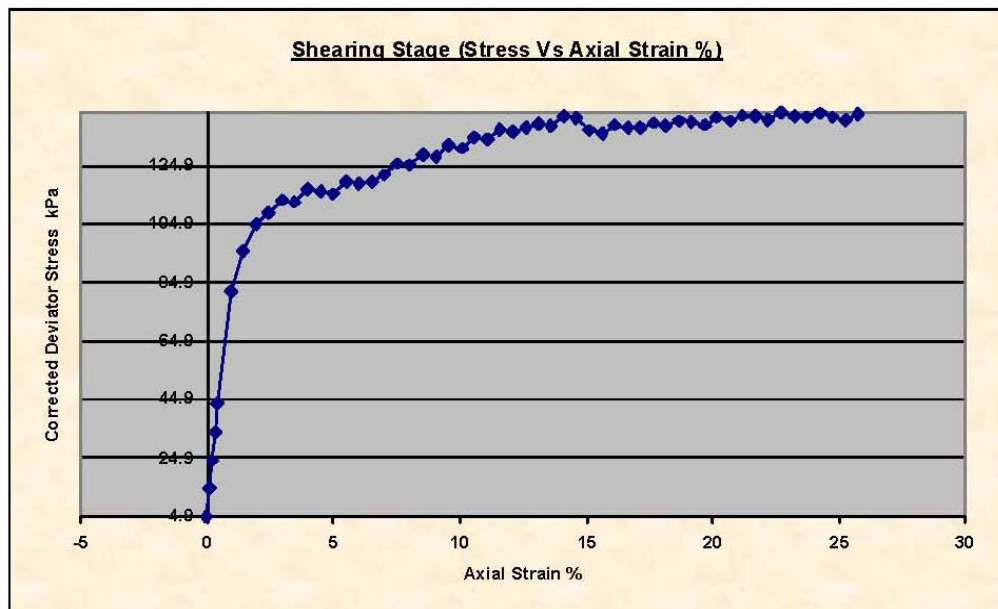


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	8

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.75
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°1 - Prof. 4.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	71.02 mm	Description	
Initial Diameter	35.02 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	12.12 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	40.1 %	Preparation	
Void Ratio	1.22	Degree of Saturation	90.13%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



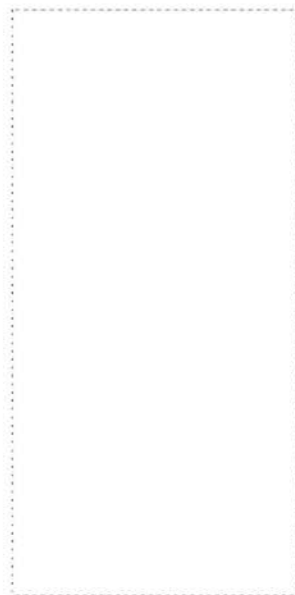
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	8

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	49.9kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	142.9 kPa	Major Principal Stress	192.8 kPa
Axial Strain	24.23%	Minor Principal Stress	49.9 kPa
Deviator Stress Correction Applied	11.62kPa	Final Moisture Content	40.1 %
Final Unit Weight	16.98 kN/m ³		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELE
International

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

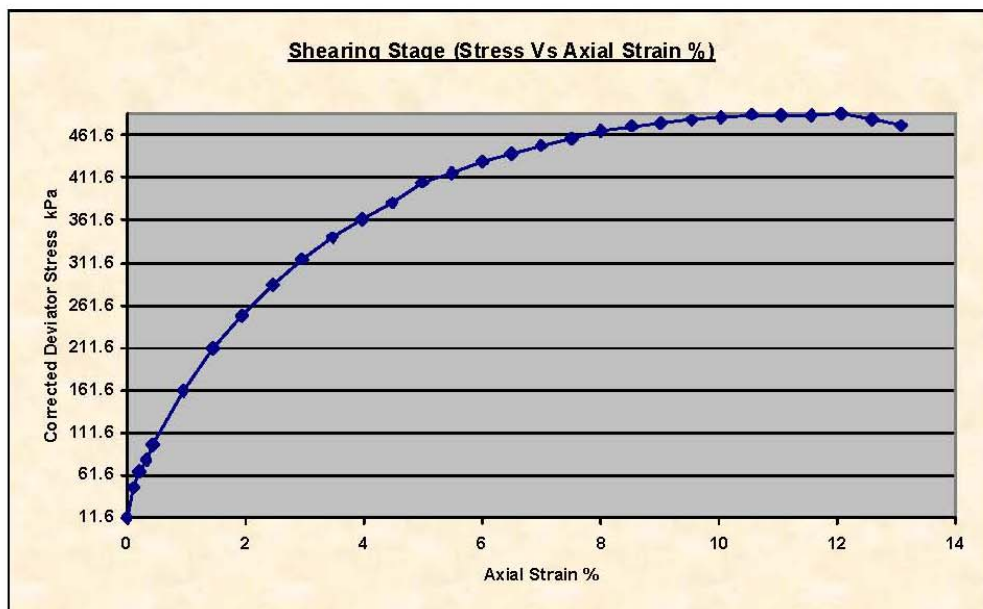


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.73
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°1 - Prof. 5.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	71.10 mm	Description	
Initial Diameter	35.78 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.31 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	41.4 %	Preparation	
Void Ratio	1.37	Degree of Saturation	82.50%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



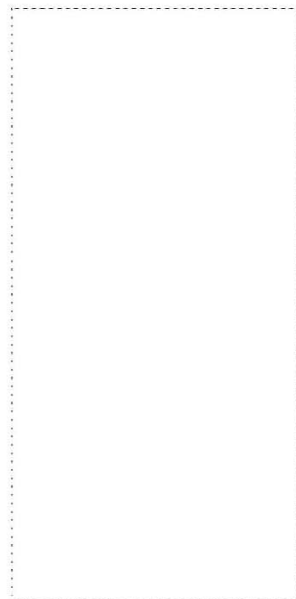
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	100.9kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	485.4 kPa	Major Principal Stress	586.3 kPa
Axial Strain	11.05%	Minor Principal Stress	100.9 kPa
Deviator Stress Correction Applied	5.19kPa	Final Moisture Content	41.4 %
Final Unit Weight	15.98 kN/m ³		



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)

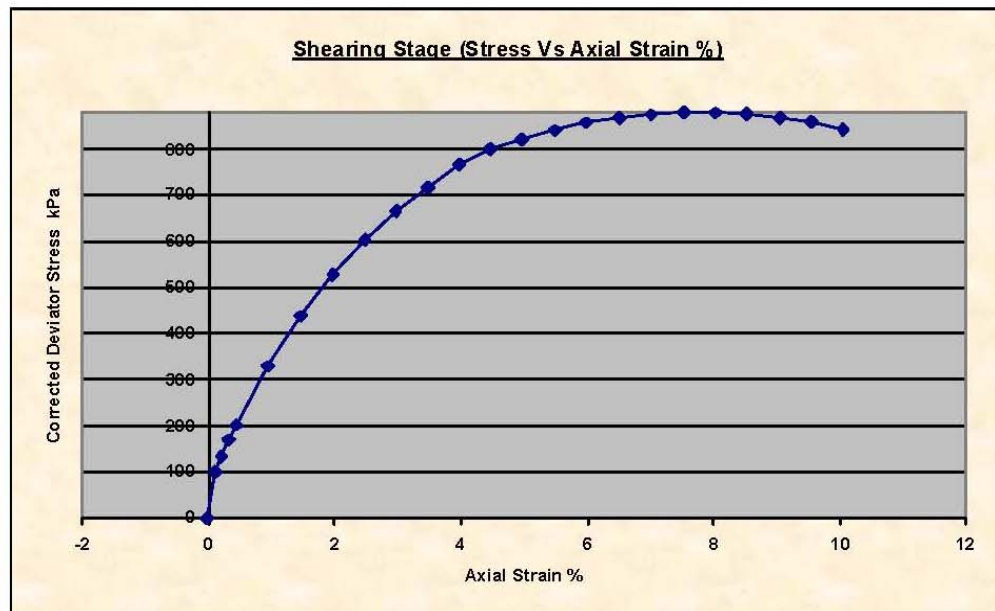


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.73
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°1 - Prof. 5.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	71.01 mm	Description	
Initial Diameter	35.48 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.19 kN/m3	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	40.4 %	Preparation	
Void Ratio	1.39	Degree of Saturation	79.07%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



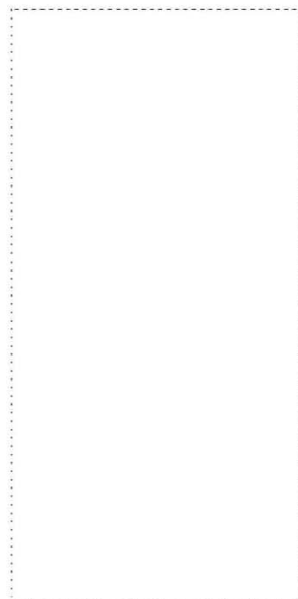
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	200.3kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	878.9 kPa	Major Principal Stress	1079.2 kPa
Axial Strain	8.03%	Minor Principal Stress	200.3 kPa
Deviator Stress Correction Applied	3.80kPa	Final Moisture Content	40.4 %
Final Unit Weight	15.71 kN/m3		



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)

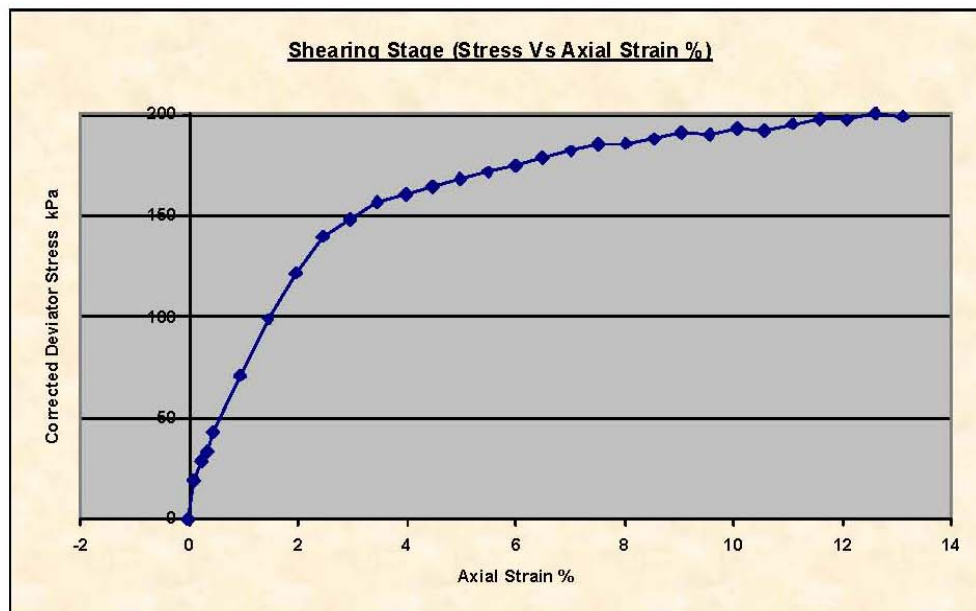


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.73
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°1 - Prof. 5.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	70.94 mm	Description	
Initial Diameter	35.31 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.43 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	41.6 %	Preparation	
Void Ratio	1.34	Degree of Saturation	84.57%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



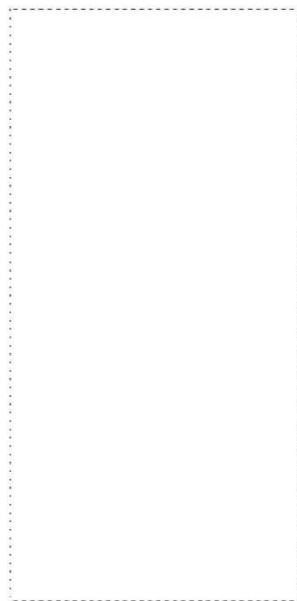
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	50.5kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	200.4 kPa	Major Principal Stress	250.9 kPa
Axial Strain	12.59%	Minor Principal Stress	50.5 kPa
Deviator Stress Correction Applied	5.99kPa	Final Moisture Content	41.6 %
Final Unit Weight	16.19 kN/m3		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELE
International

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

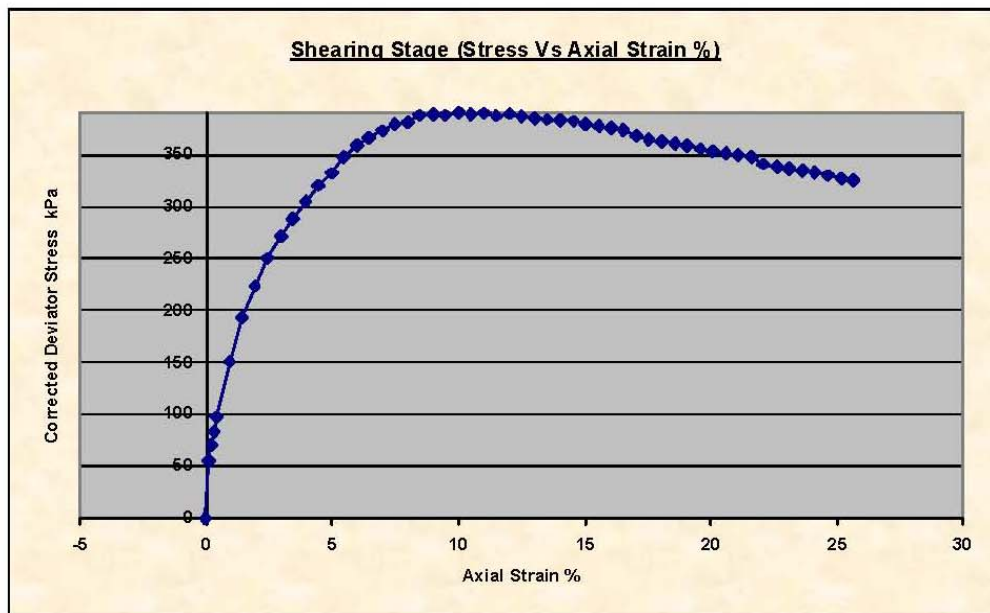


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.68
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N° 2 - Prof. 1.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	71.22 mm	Description	
Initial Diameter	35.75 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.05 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	43.2 %	Preparation	
Void Ratio	1.38	Degree of Saturation	83.88%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



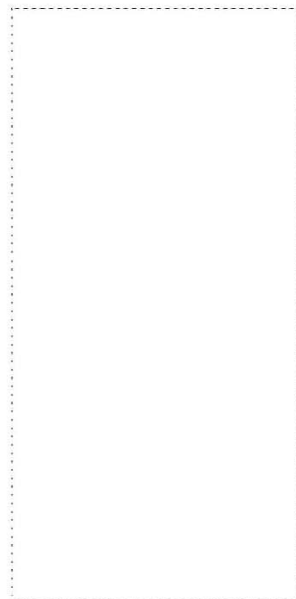
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	100.4kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	389.8 kPa	Major Principal Stress	490.2 kPa
Axial Strain	11.01%	Minor Principal Stress	100.4 kPa
Deviator Stress Correction Applied	5.17kPa	Final Moisture Content	43.2 %
Final Unit Weight	15.83 kN/m ³		



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)

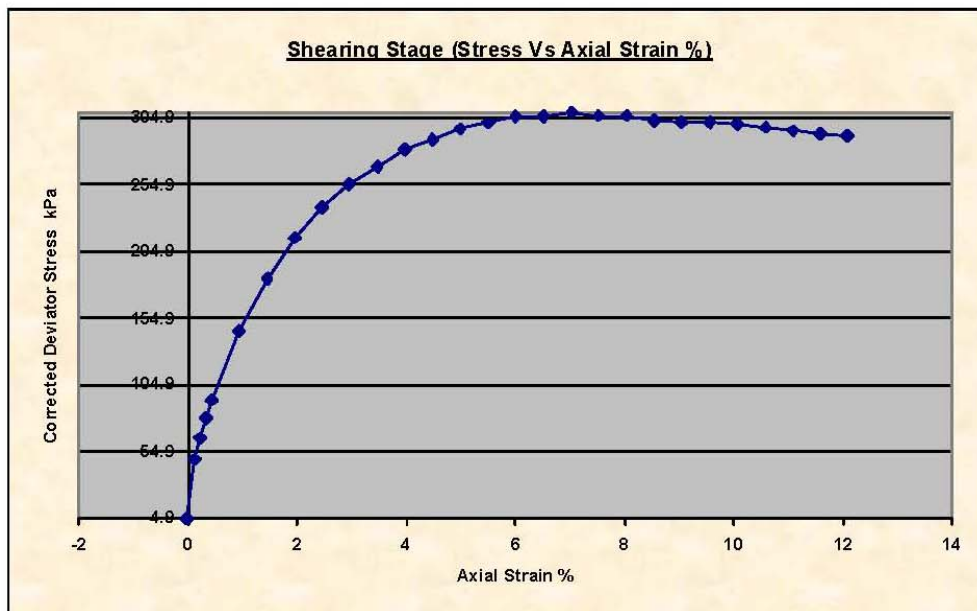


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.68
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°2 - Prof. 1.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	70.95 mm	Description	
Initial Diameter	34.93 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.80 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	42.9 %	Preparation	
Void Ratio	1.23	Degree of Saturation	93.59%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



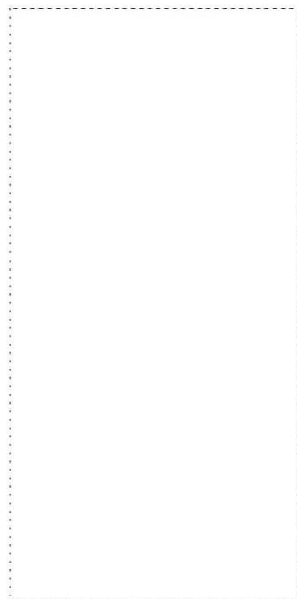
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	49.9kPa

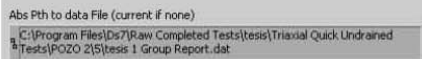
Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	308.6 kPa	Major Principal Stress	358.5 kPa
Axial Strain	7.03%	Minor Principal Stress	49.9 kPa
Deviator Stress Correction Applied	3.38kPa	Final Moisture Content	42.9 %
Final Unit Weight	16.86 kN/m ³		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELLE
International

[illegible]

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

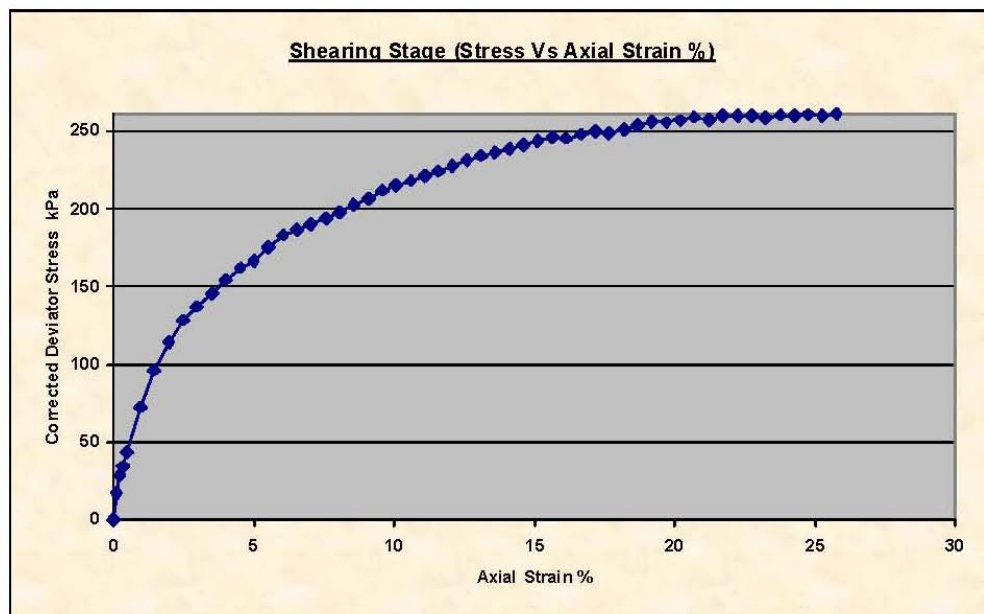


Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	10

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.76
Sample Type	Core sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	prof. a 4.00 metros p2		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	70.96 mm	Description	
Initial Diameter	34.93 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.17 kN/m3	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	45.0 %	Preparation	
Void Ratio	1.42	Degree of Saturation	87.24%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



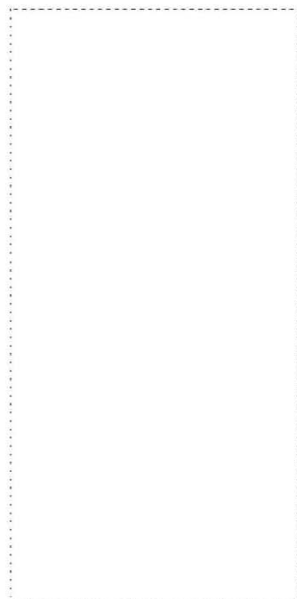
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	10

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	100.3kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	261.0 kPa	Major Principal Stress	361.3 kPa
Axial Strain	25.74%	Minor Principal Stress	100.3 kPa
Deviator Stress Correction Applied	12.38kPa	Final Moisture Content	45.0 %
Final Unit Weight	16.20 kN/m ³		



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)

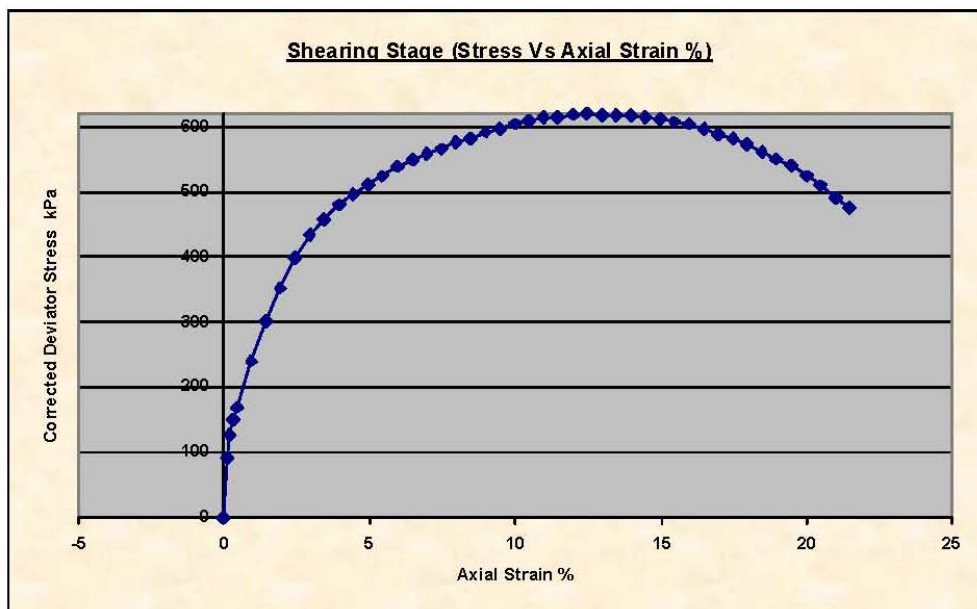


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.76
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°2 - Prof. 4.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	68.81 mm	Description	
Initial Diameter	35.04 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.17 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	44.8 %	Preparation	
Void Ratio	1.43	Degree of Saturation	86.72%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



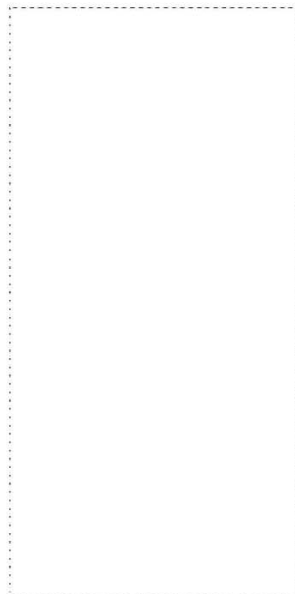
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	200.1kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	619.1 kPa	Major Principal Stress	819.2 kPa
Axial Strain	12.46%	Minor Principal Stress	200.1 kPa
Deviator Stress Correction Applied	5.97kPa	Final Moisture Content	44.8 %
Final Unit Weight	16.17 kN/m ³		



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)

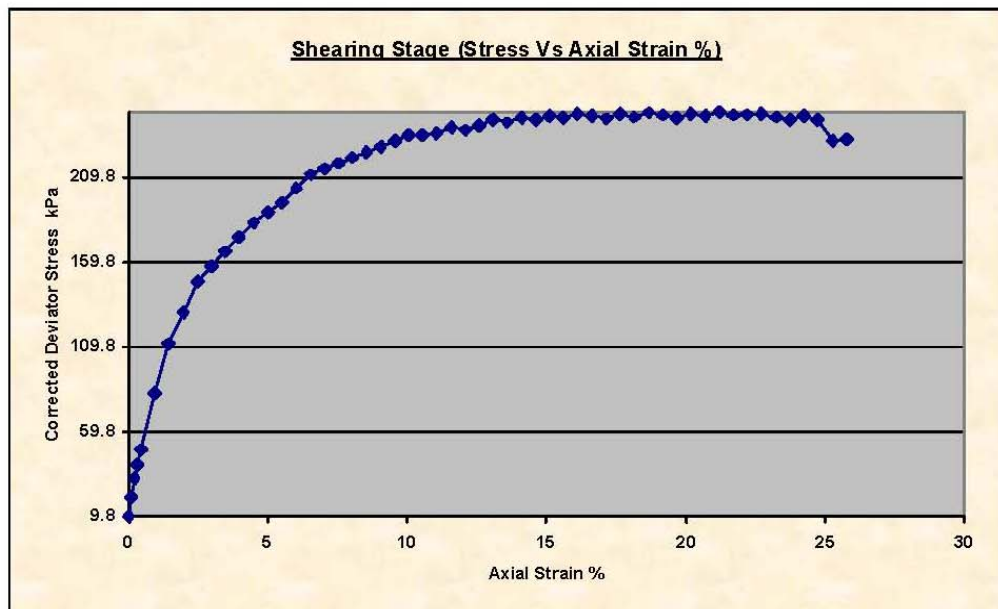


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.76
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°2 - Prof. 4.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	D	Stage Reference	1
Initial Height	71.01 mm	Description	
Initial Diameter	34.82 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.05 kN/m3	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	44.8 %	Preparation	
Void Ratio	1.45	Degree of Saturation	85.20%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



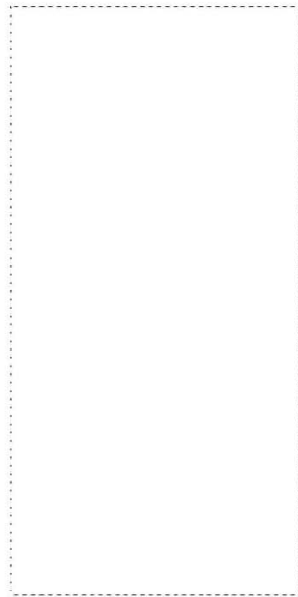
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	50.9kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	247.8 kPa	Major Principal Stress	298.6 kPa
Axial Strain	21.19%	Minor Principal Stress	50.9 kPa
Deviator Stress Correction Applied	10.22kPa	Final Moisture Content	44.8 %
Final Unit Weight	16.00 kN/m3		

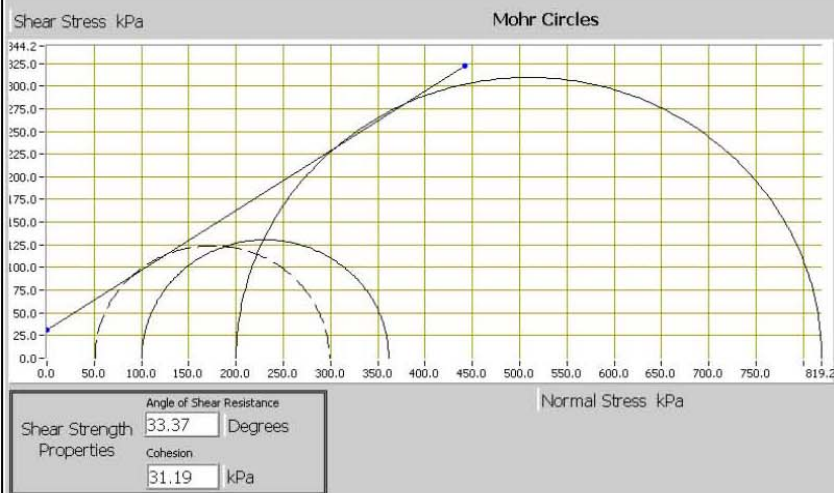


Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELE
International

**All Stages
Conditions at Failure**

[illegible]

Abs Pth to data File (current if none)

C:\Program Files\Ds7\Raw Completed Tests\testis\Triaxial Quick Undrained Tests\POZO 2\10\testis 10 Group Report.dat

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

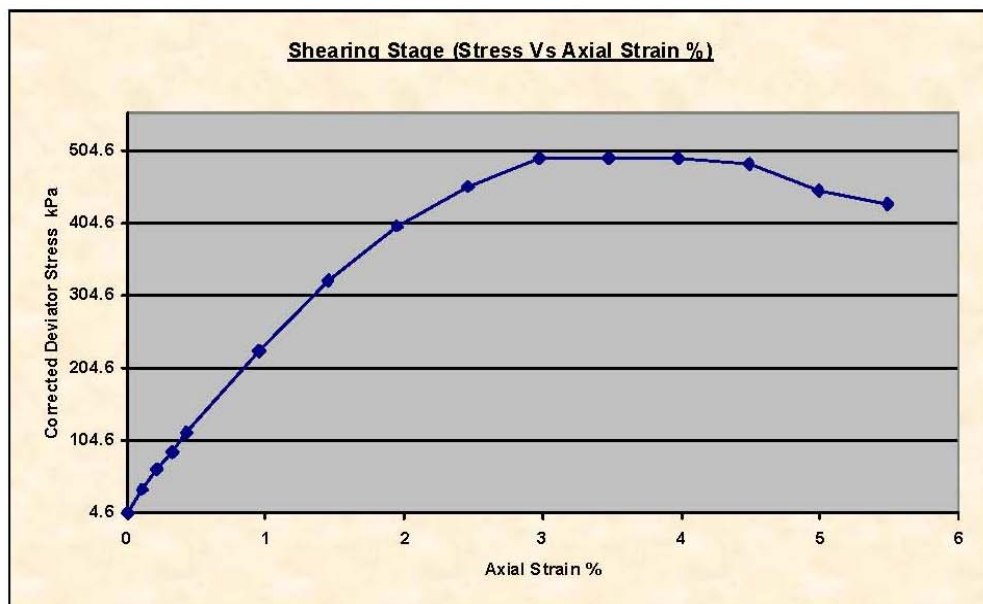


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.64
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°2 - Prof. 3.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	71.40 mm	Description	
Initial Diameter	36.06 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	10.39 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	42.5 %	Preparation	
Void Ratio	1.50	Degree of Saturation	75.09%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



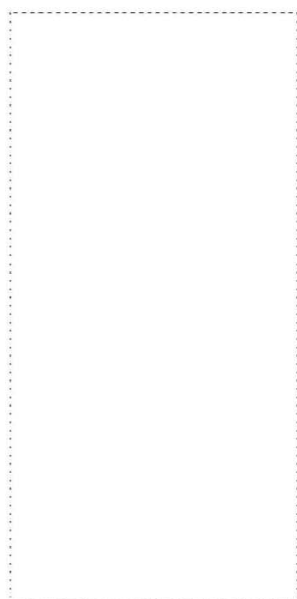
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	99.9kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	493.3 kPa	Major Principal Stress	593.2 kPa
Axial Strain	2.97%	Minor Principal Stress	99.9 kPa
Deviator Stress Correction Applied	1.38kPa	Final Moisture Content	42.5 %
Final Unit Weight	14.80 kN/m3		



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)

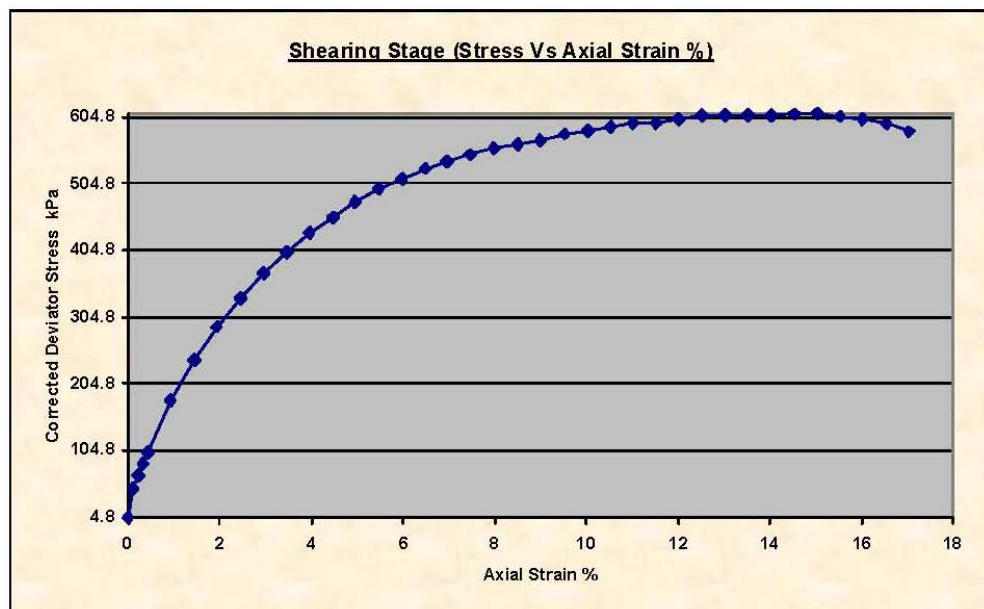


Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	7

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.64
Sample Type	Core sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	prof. a 3.00 metros p2 ensayo 31		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	71.32 mm	Description	
Initial Diameter	35.30 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.16 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	44.5 %	Preparation	
Void Ratio	1.32	Degree of Saturation	89.00%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



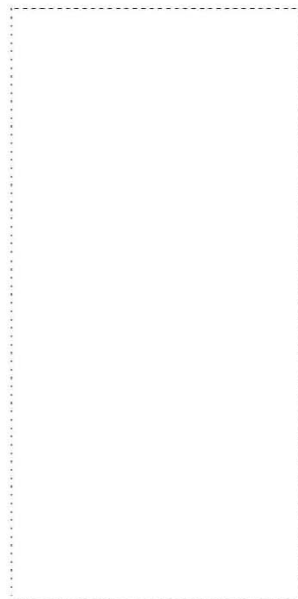
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	7

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	200.3kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	609.1 kPa	Major Principal Stress	809.4 kPa
Axial Strain	15.03%	Minor Principal Stress	200.3 kPa
Deviator Stress Correction Applied	7.15kPa	Final Moisture Content	44.5 %
Final Unit Weight	16.13 kN/m3		



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)

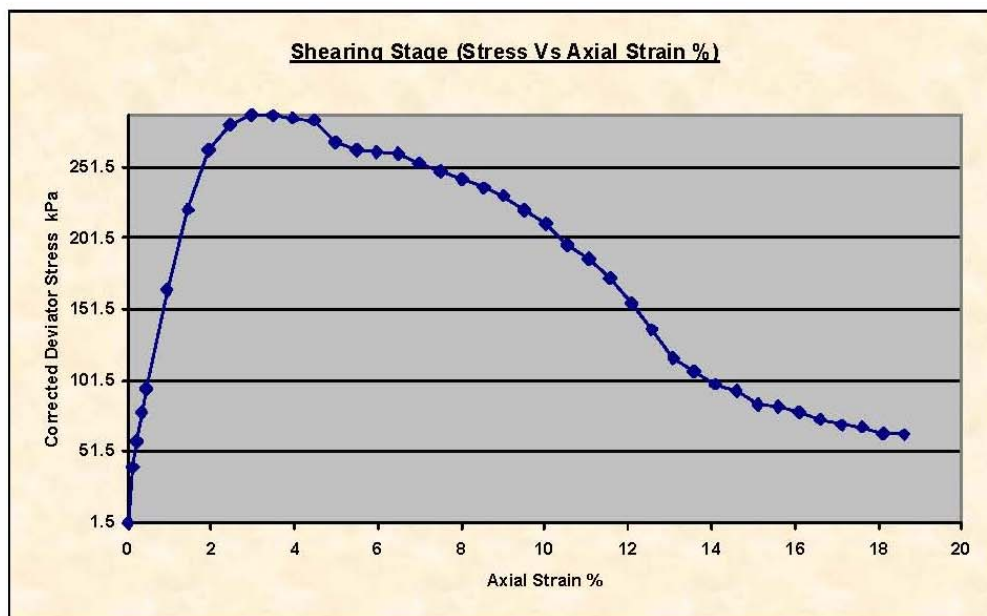


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.64
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°2 - Prof. 3.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	71.13 mm	Description	
Initial Diameter	35.01 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	8.42 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	100.6 %	Preparation	
Void Ratio	2.08	Degree of Saturation	128.04%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



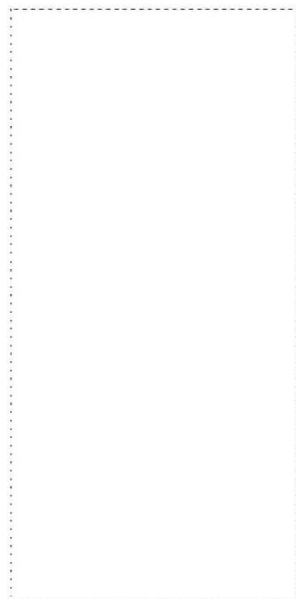
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	50.2kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	287.6 kPa	Major Principal Stress	337.8 kPa
Axial Strain	2.97%	Minor Principal Stress	50.2 kPa
Deviator Stress Correction Applied	1.42kPa	Final Moisture Content	100.6 %
Final Unit Weight	16.90 kN/m3		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELLE
International

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

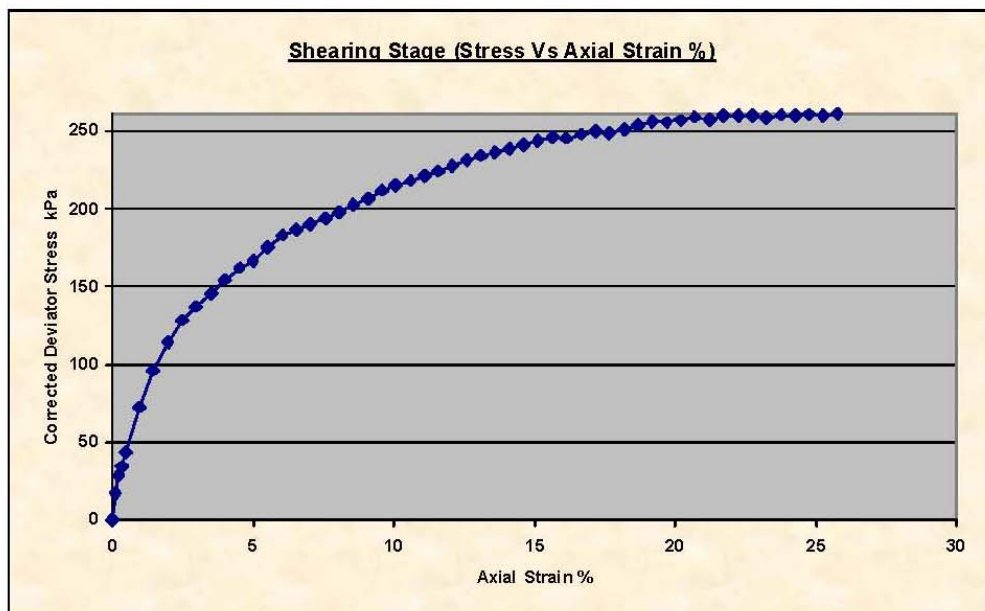


Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	10

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.76
Sample Type	Core sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	prof. a 4.00 metros p2		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	70.96 mm	Description	
Initial Diameter	34.93 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.17 kN/m3	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	45.0 %	Preparation	
Void Ratio	1.42	Degree of Saturation	87.24%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



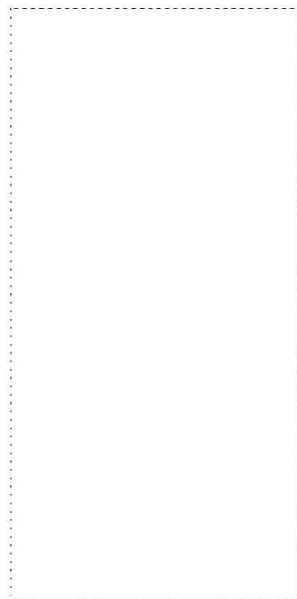
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	10

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	100.3kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	261.0 kPa	Major Principal Stress	361.3 kPa
Axial Strain	25.74%	Minor Principal Stress	100.3 kPa
Deviator Stress Correction Applied	12.38kPa	Final Moisture Content	45.0 %
Final Unit Weight	16.20 kN/m3		



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)

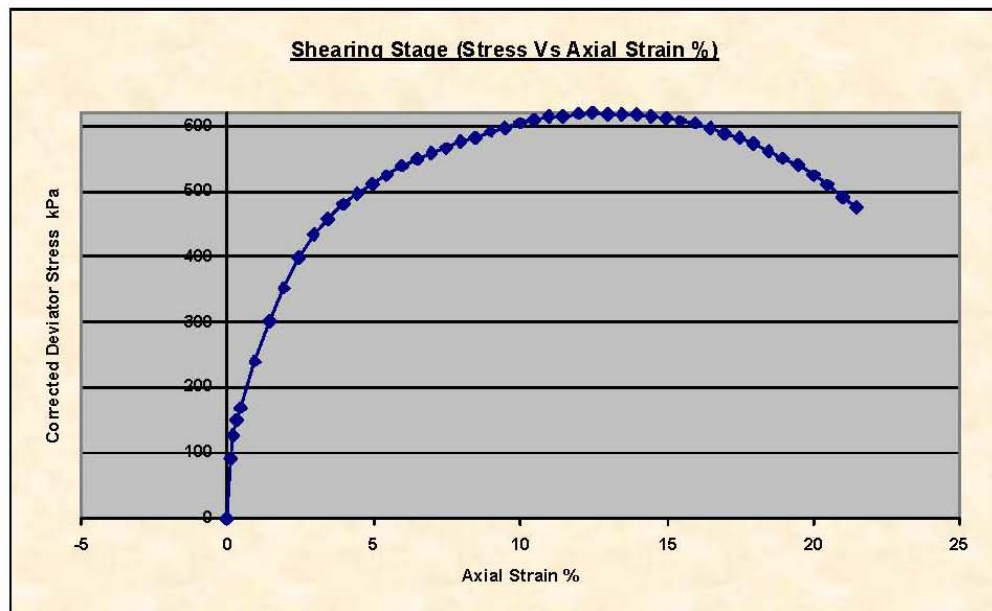


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.76
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°2 - Prof. 4.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	68.81 mm	Description	
Initial Diameter	35.04 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.17 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	44.8 %	Preparation	
Void Ratio	1.43	Degree of Saturation	86.72%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



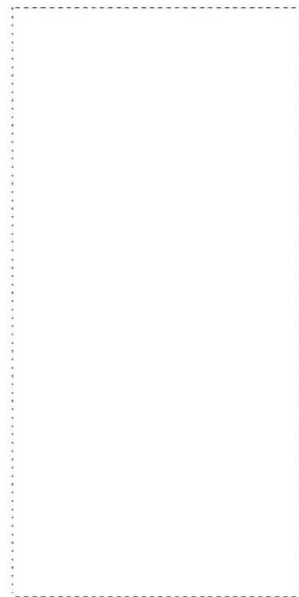
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	200.1kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	619.1 kPa	Major Principal Stress	819.2 kPa
Axial Strain	12.46%	Minor Principal Stress	200.1 kPa
Deviator Stress Correction Applied	5.97kPa	Final Moisture Content	44.8 %
Final Unit Weight	16.17 kN/m3		



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)

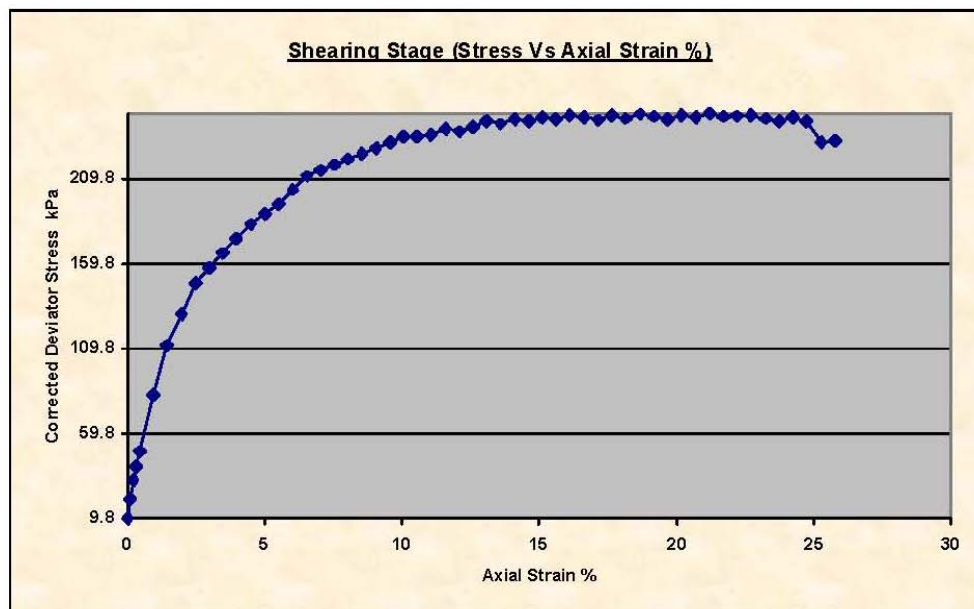


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.76
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°2 - Prof. 4.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	D	Stage Reference	1
Initial Height	71.01 mm	Description	
Initial Diameter	34.82 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.05 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	44.8 %	Preparation	
Void Ratio	1.45	Degree of Saturation	85.20%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



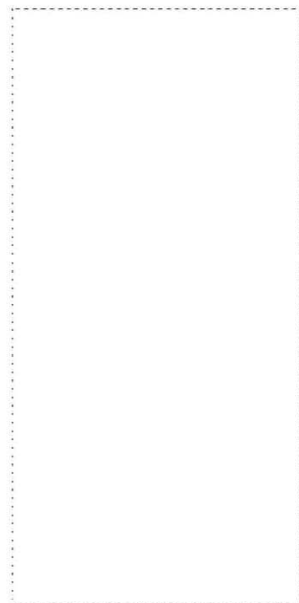
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	50.9kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	247.8 kPa	Major Principal Stress	298.6 kPa
Axial Strain	21.19%	Minor Principal Stress	50.9 kPa
Deviator Stress Correction Applied	10.22kPa	Final Moisture Content	44.8 %
Final Unit Weight	16.00 kN/m3		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELE
International

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

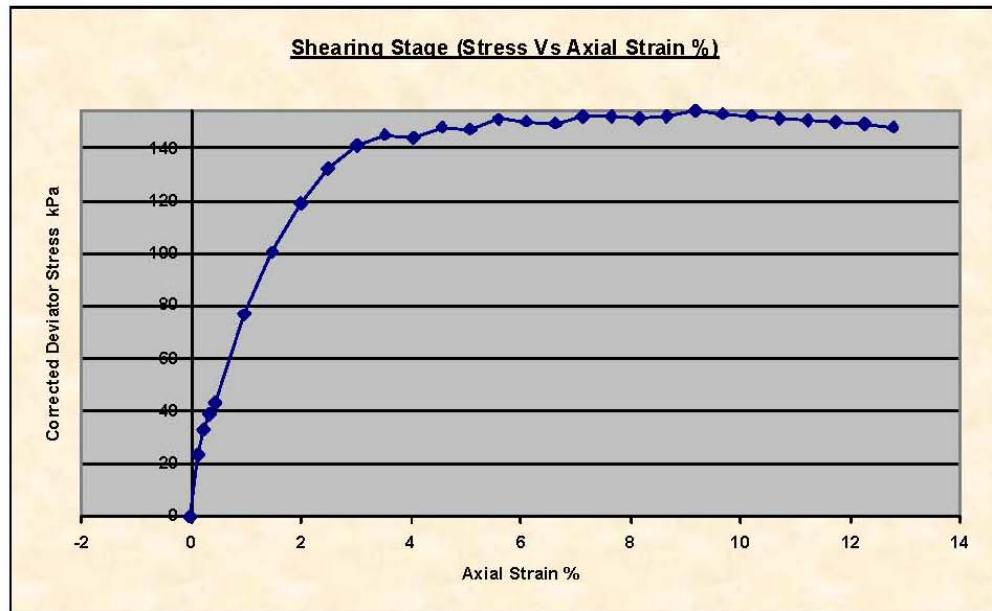


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.70
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°2 - Prof. 5.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	69.74 mm	Description	
Initial Diameter	35.05 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.30 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	46.1 %	Preparation	
Void Ratio	1.35	Degree of Saturation	92.61%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	100.8kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	154.1 kPa	Major Principal Stress	254.9 kPa
Axial Strain	9.17%	Minor Principal Stress	100.8 kPa
Deviator Stress Correction Applied	4.40kPa	Final Moisture Content	46.1 %
Final Unit Weight	16.51 kN/m3		



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)

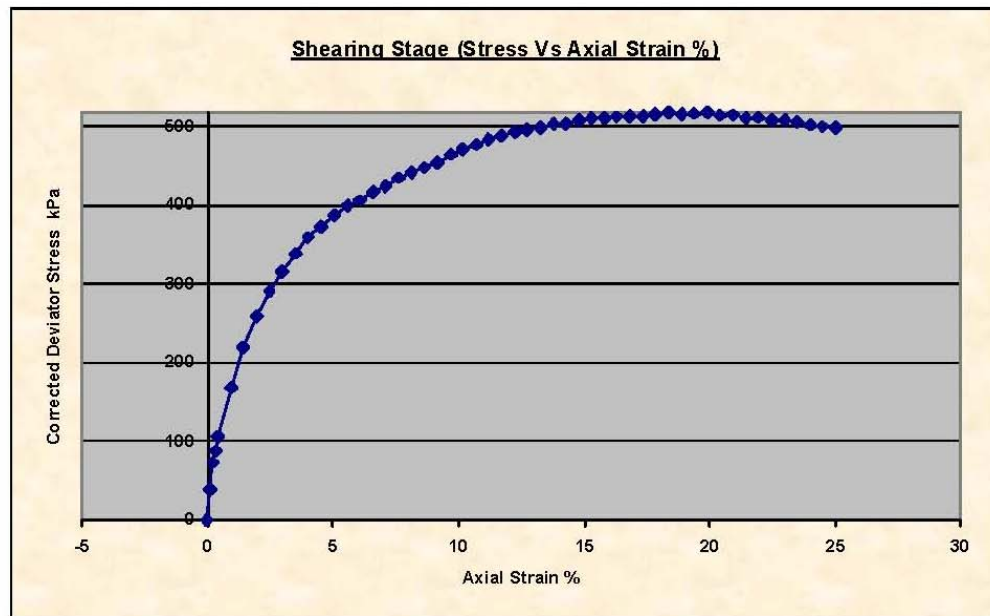


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.70
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°2 - Prof. 5.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	69.99 mm	Description	
Initial Diameter	35.03 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.28 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	46.1 %	Preparation	
Void Ratio	1.35	Degree of Saturation	92.14%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



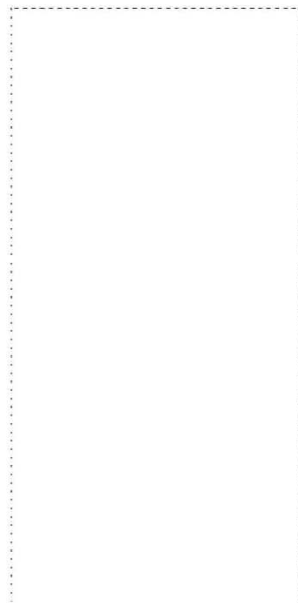
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	200.7kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	517.1 kPa	Major Principal Stress	717.8 kPa
Axial Strain	18.35%	Minor Principal Stress	200.7 kPa
Deviator Stress Correction Applied	8.80kPa	Final Moisture Content	46.1 %
Final Unit Weight	16.47 kN/m ³		



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)

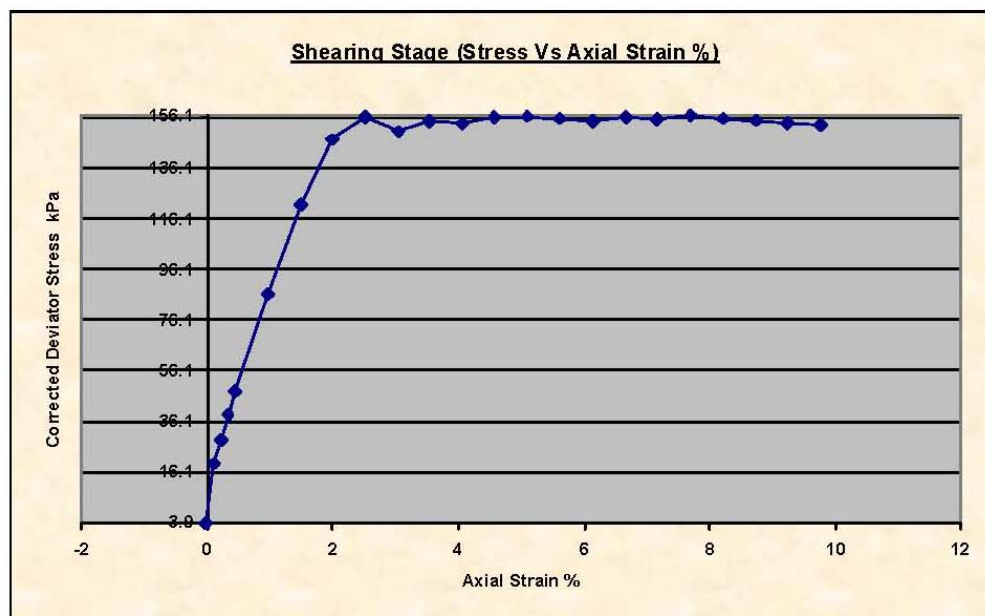


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.70
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°2 - Prof. 5.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	69.61 mm	Description	
Initial Diameter	35.04 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.30 kN/m3	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	46.5 %	Preparation	
Void Ratio	1.35	Degree of Saturation	93.32%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



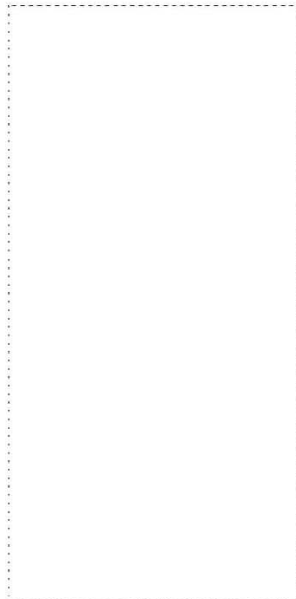
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	50.5kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	156.2 kPa	Major Principal Stress	206.7 kPa
Axial Strain	6.66%	Minor Principal Stress	50.5 kPa
Deviator Stress Correction Applied	3.19kPa	Final Moisture Content	46.5 %
Final Unit Weight	16.55 kN/m3		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELE
International

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

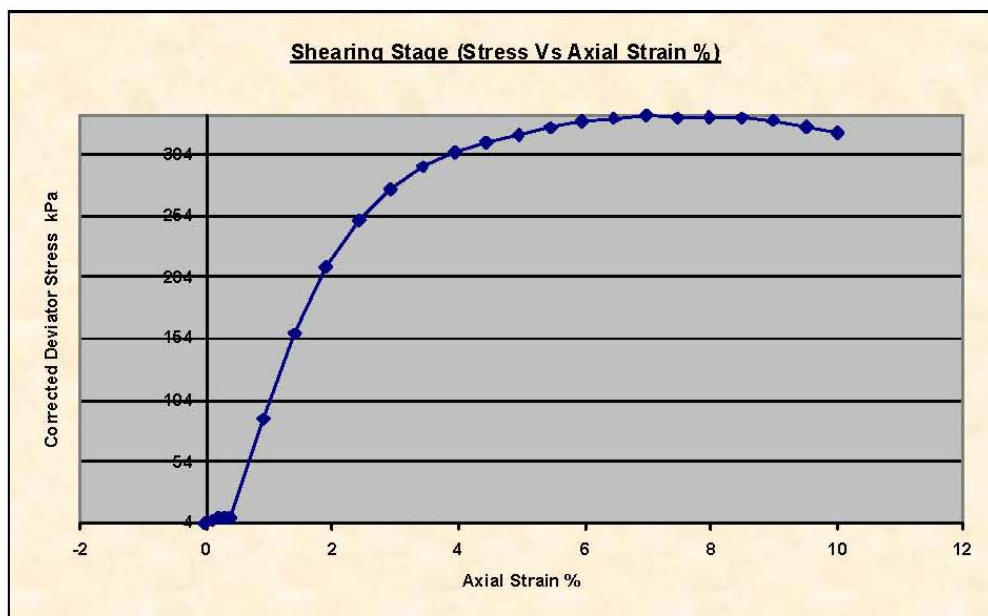


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.80
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°3 - Prof. 1.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	D	Stage Reference	1
Initial Height	72.06 mm	Description	
Initial Diameter	37.32 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.74 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	41.5 %	Preparation	
Void Ratio	1.34	Degree of Saturation	86.76%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



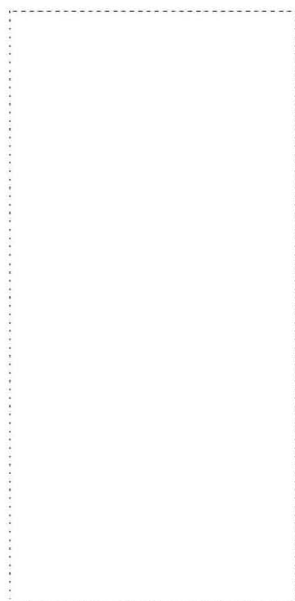
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	0.30%/min	Cell Pressure	100.4kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	335.7 kPa	Major Principal Stress	436.1 kPa
Axial Strain	6.97%	Minor Principal Stress	100.4 kPa
Deviator Stress Correction Applied	3.14kPa	Final Moisture Content	41.5 %
Final Unit Weight	16.61 kN/m ³		



Mode of Failure

Tested By and Date:	Sr. Andrés Muñoz
Checked By and Date:	Ing. FRanco Rojas
Approved By and Date:	

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

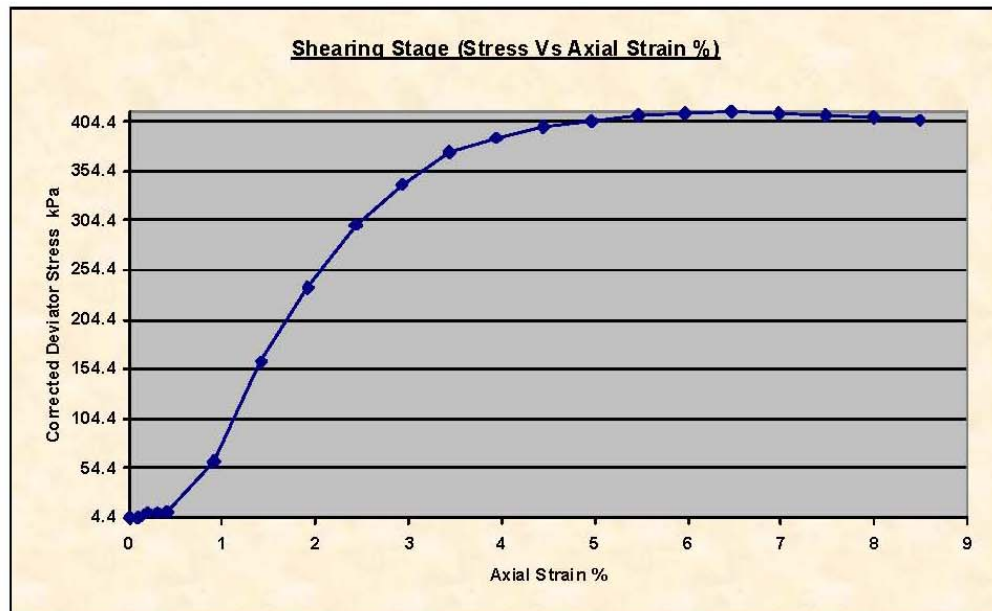


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.80
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°3 - Prof. 1.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	72.29 mm	Description	
Initial Diameter	35.65 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.49 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	45.9 %	Preparation	
Void Ratio	1.39	Degree of Saturation	92.39%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



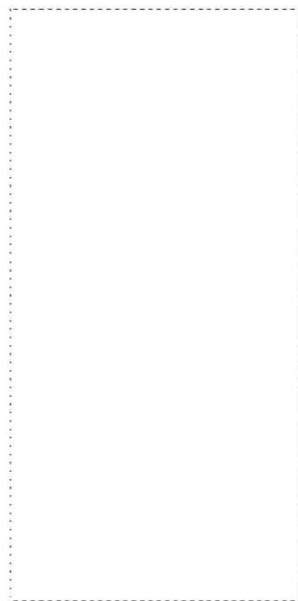
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	0.30%/min	Cell Pressure	200.3kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	414.2 kPa	Major Principal Stress	614.5 kPa
Axial Strain	6.47%	Minor Principal Stress	200.3 kPa
Deviator Stress Correction Applied	9.15kPa	Final Moisture Content	45.9 %
Final Unit Weight	16.75 kN/m3		



Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

Mode of Failure

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

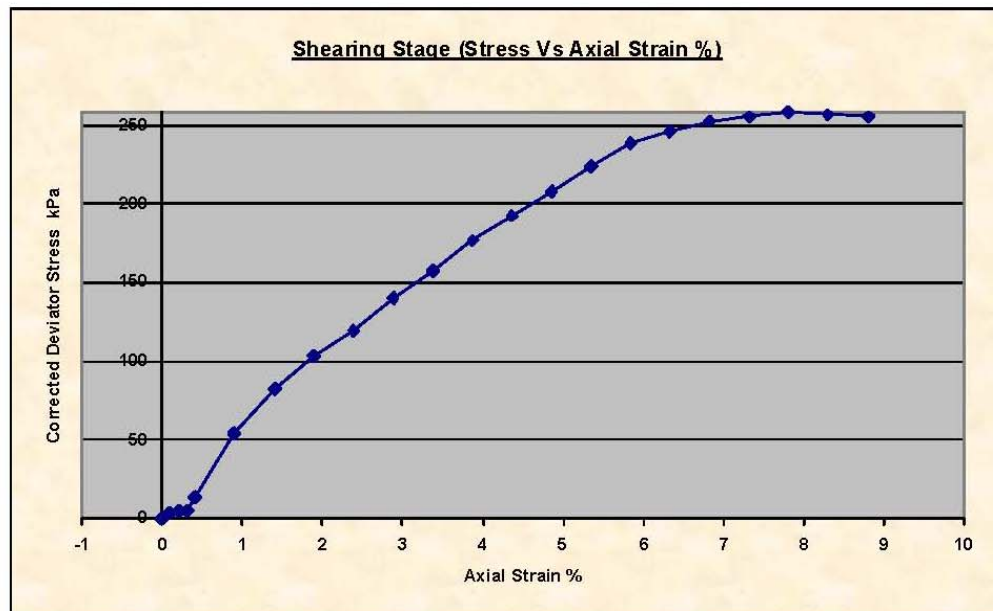


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.80
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°3 - Prof. 1.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	71.08 mm	Description	
Initial Diameter	35.73 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	12.57 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	41.2 %	Preparation	
Void Ratio	1.18	Degree of Saturation	97.44%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



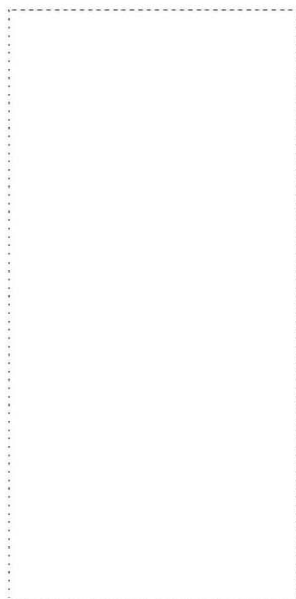
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	50.5kPa

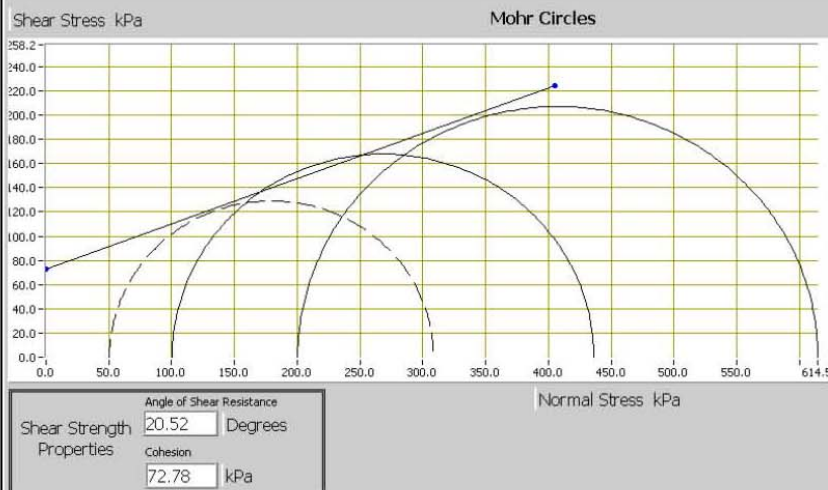
Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	258.1 kPa	Major Principal Stress	308.6 kPa
Axial Strain	7.80%	Minor Principal Stress	50.5 kPa
Deviator Stress Correction Applied	3.67kPa	Final Moisture Content	41.2 %
Final Unit Weight	17.75 kN/m ³		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELE
International

[illegible]

C:\Program Files\Ds7\Raw Completed Tests\test1\Triaxial Quick Undrained Tests\pOSO 3\1\test1 Group Report.dat

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

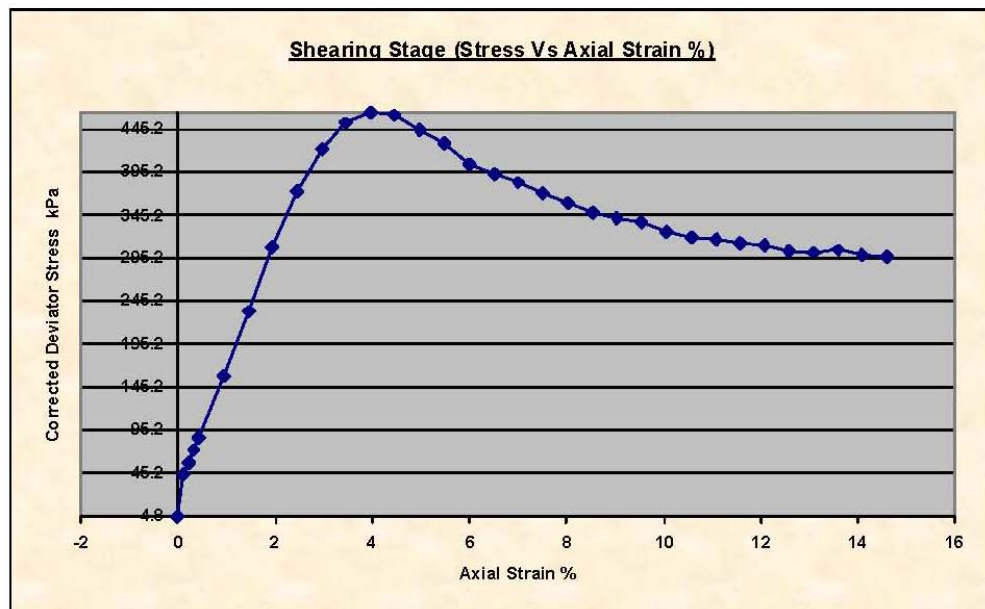


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.79
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°3 - Prof. 2.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	70.84 mm	Description	
Initial Diameter	35.11 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.14 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	41.6 %	Preparation	
Void Ratio	1.46	Degree of Saturation	79.60%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



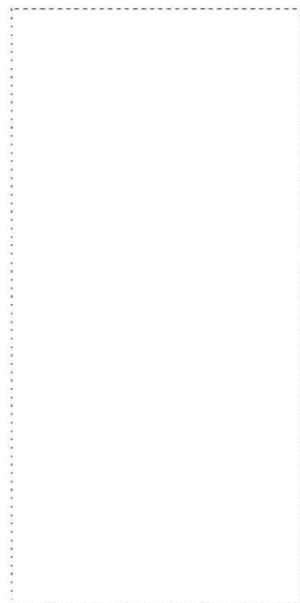
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	100.3kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	464.0 kPa	Major Principal Stress	564.2 kPa
Axial Strain	3.96%	Minor Principal Stress	100.3 kPa
Deviator Stress Correction Applied	1.90kPa	Final Moisture Content	41.6 %
Final Unit Weight	15.77 kN/m ³		



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)

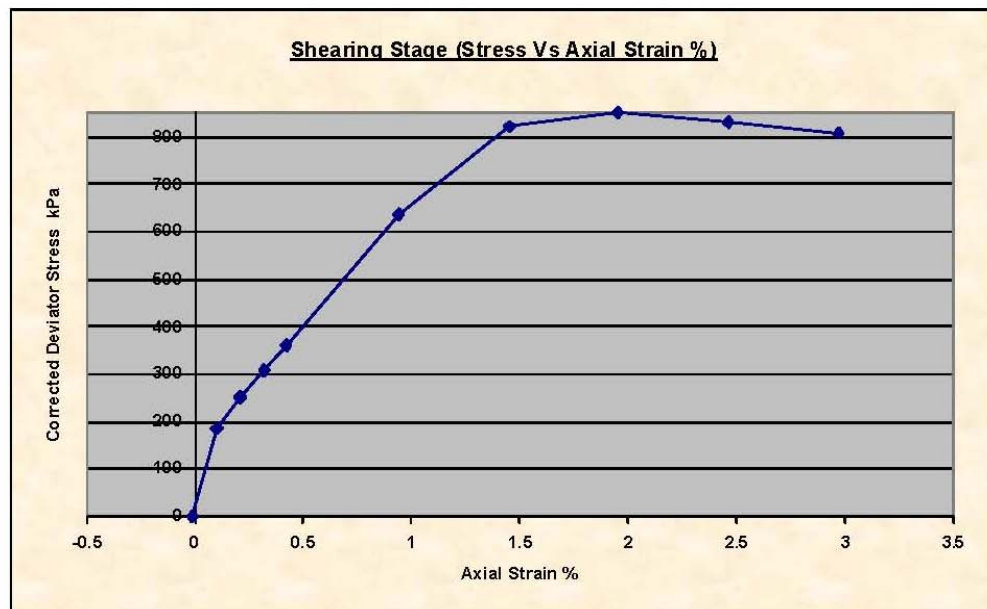


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.79
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°3 - Prof. 2.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	70.64 mm	Description	
Initial Diameter	35.06 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.16 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	41.5 %	Preparation	
Void Ratio	1.46	Degree of Saturation	79.67%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



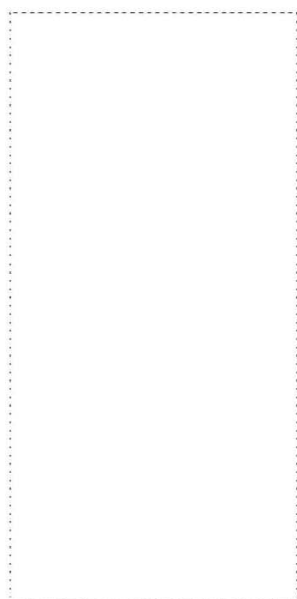
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	200.8kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	850.3 kPa	Major Principal Stress	1051.1 kPa
Axial Strain	1.95%	Minor Principal Stress	200.8 kPa
Deviator Stress Correction Applied	0.94kPa	Final Moisture Content	41.5 %
Final Unit Weight	15.79 kN/m ³		



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)

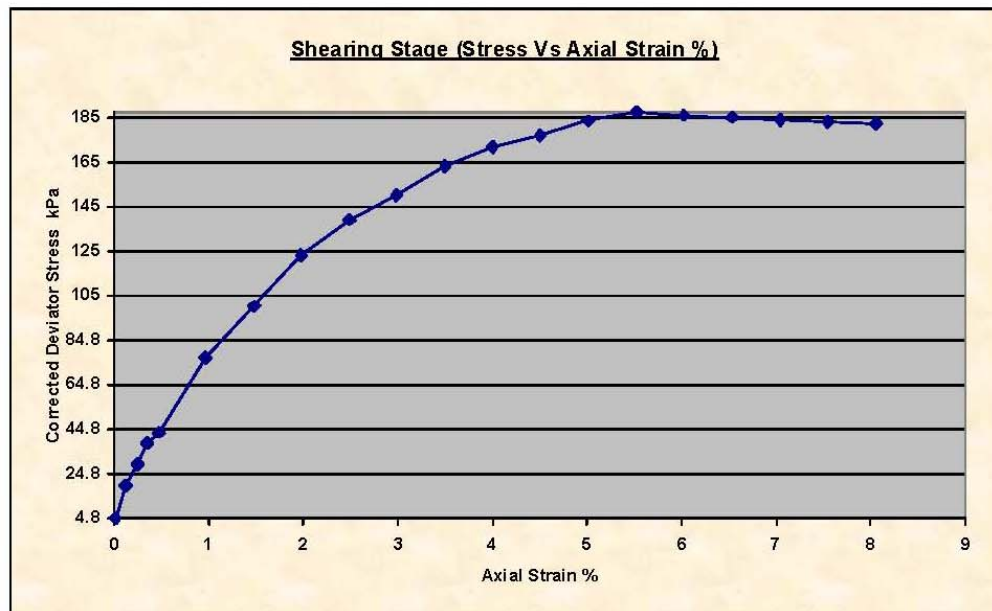


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.80
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°3 - Prof. 2.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	70.61 mm	Description	
Initial Diameter	35.12 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.23 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	41.5 %	Preparation	
Void Ratio	1.44	Degree of Saturation	80.37%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



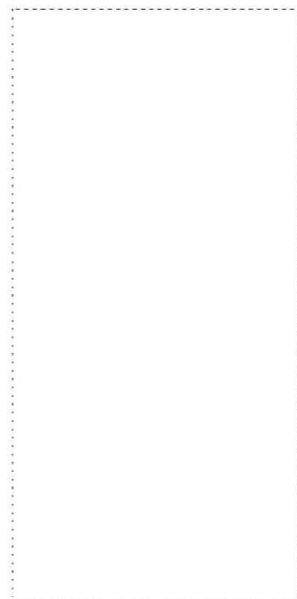
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	49.6kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	187.0 kPa	Major Principal Stress	236.6 kPa
Axial Strain	5.52%	Minor Principal Stress	49.6 kPa
Deviator Stress Correction Applied	2.64kPa	Final Moisture Content	41.5 %
Final Unit Weight	15.88 kN/m ³		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELE
International

**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**

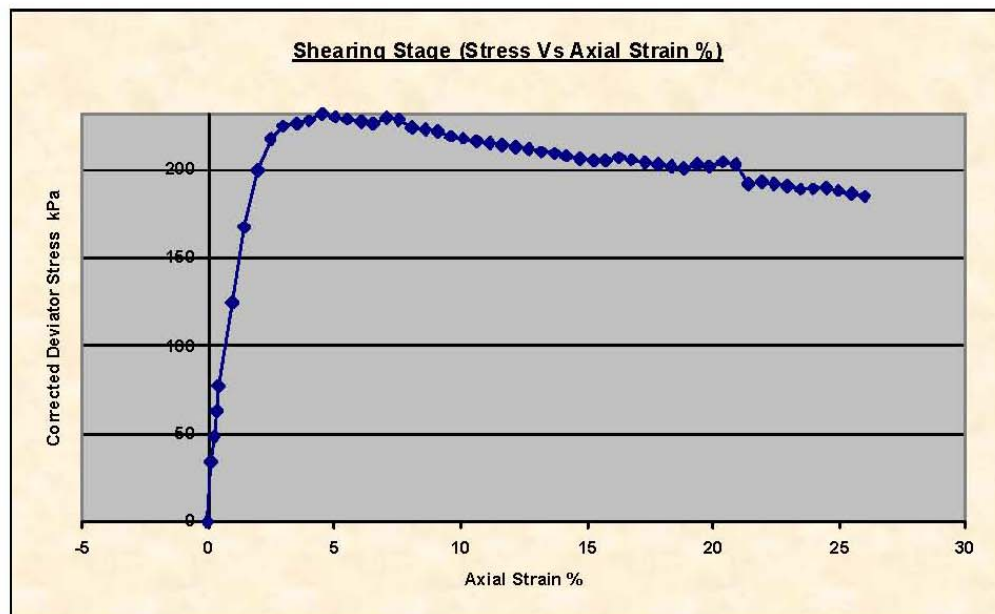


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.74
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°3 - Prof. 3.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	70.16 mm	Description	
Initial Diameter	35.04 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.77 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	45.6 %	Preparation	
Void Ratio	1.29	Degree of Saturation	97.26%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



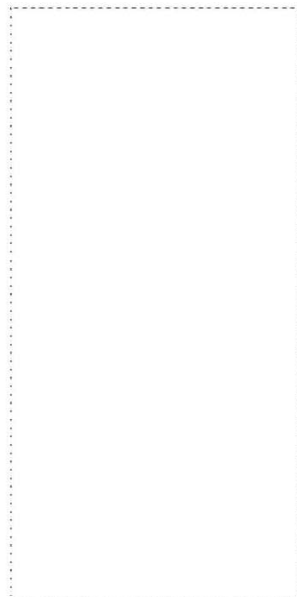
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	100.8kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	231.6 kPa	Major Principal Stress	332.4 kPa
Axial Strain	4.51%	Minor Principal Stress	100.8 kPa
Deviator Stress Correction Applied	2.16kPa	Final Moisture Content	45.6 %
Final Unit Weight	17.13 kN/m ³		



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)

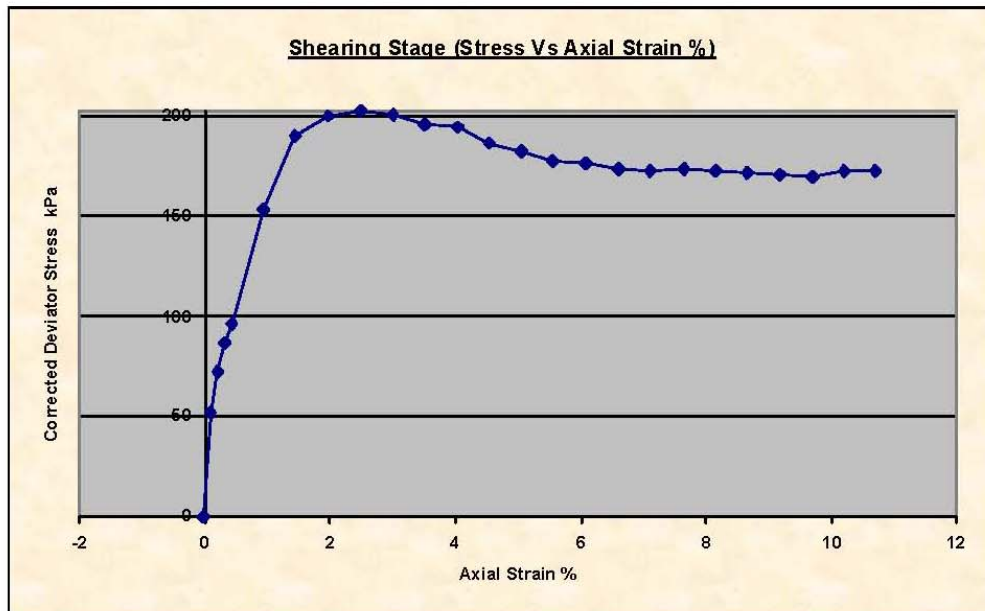


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.74
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°3 - Prof. 3.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	70.11 mm	Description	
Initial Diameter	35.13 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.97 kN/m3	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	45.2 %	Preparation	
Void Ratio	1.25	Degree of Saturation	99.32%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



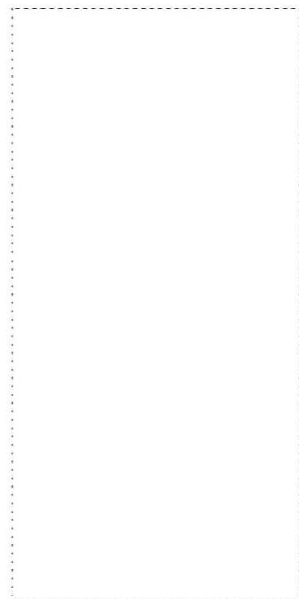
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	50.9kPa

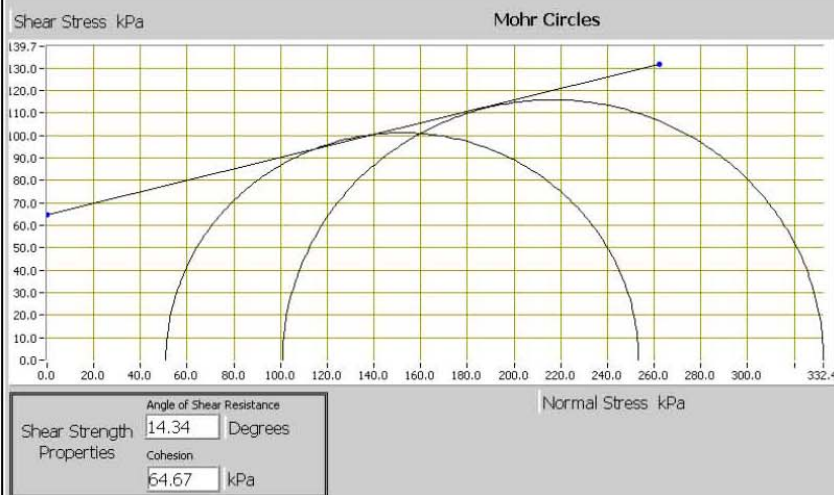
Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	202.3 kPa	Major Principal Stress	253.2 kPa
Axial Strain	2.48%	Minor Principal Stress	50.9 kPa
Deviator Stress Correction Applied	1.19kPa	Final Moisture Content	45.2 %
Final Unit Weight	17.38 kN/m3		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELE
International

[illegible]

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

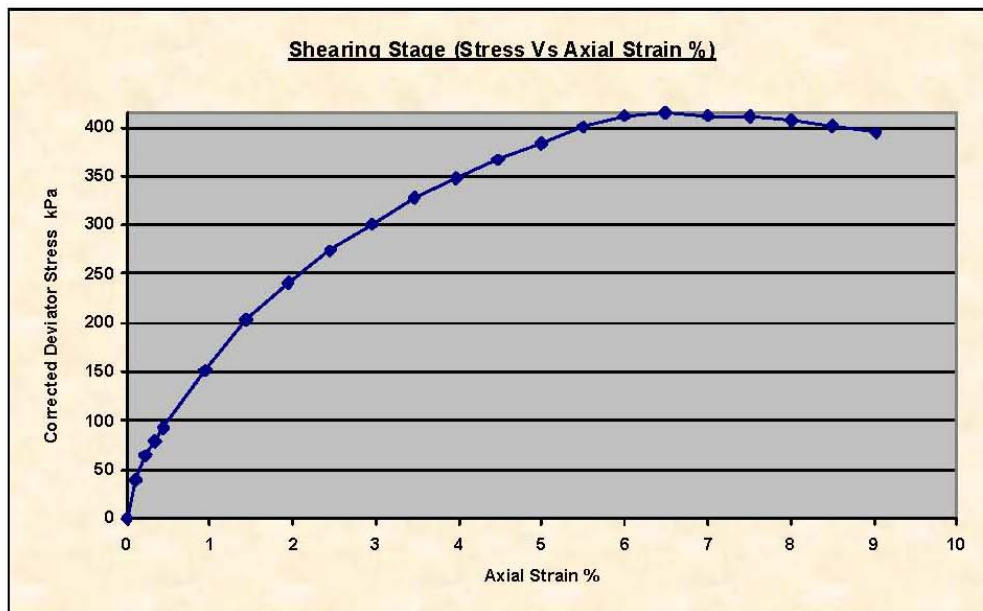


Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	9

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.67
Sample Type	Core sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	prof. a 4.00 metros p3		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	70.99 mm	Description	
Initial Diameter	34.77 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.03 kN/m3	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	45.2 %	Preparation	
Void Ratio	1.37	Degree of Saturation	87.87%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



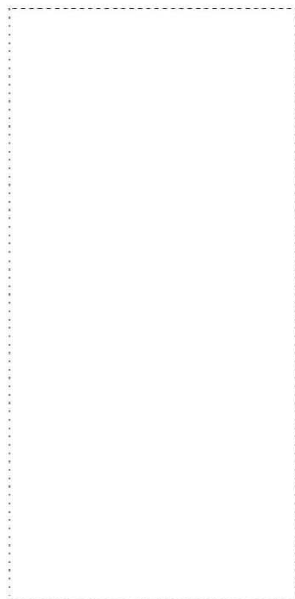
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	9

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	100.8kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	414.6 kPa	Major Principal Stress	515.4 kPa
Axial Strain	6.49%	Minor Principal Stress	100.8 kPa
Deviator Stress Correction Applied	3.13kPa	Final Moisture Content	45.2 %
Final Unit Weight	16.01 kN/m ³		



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)

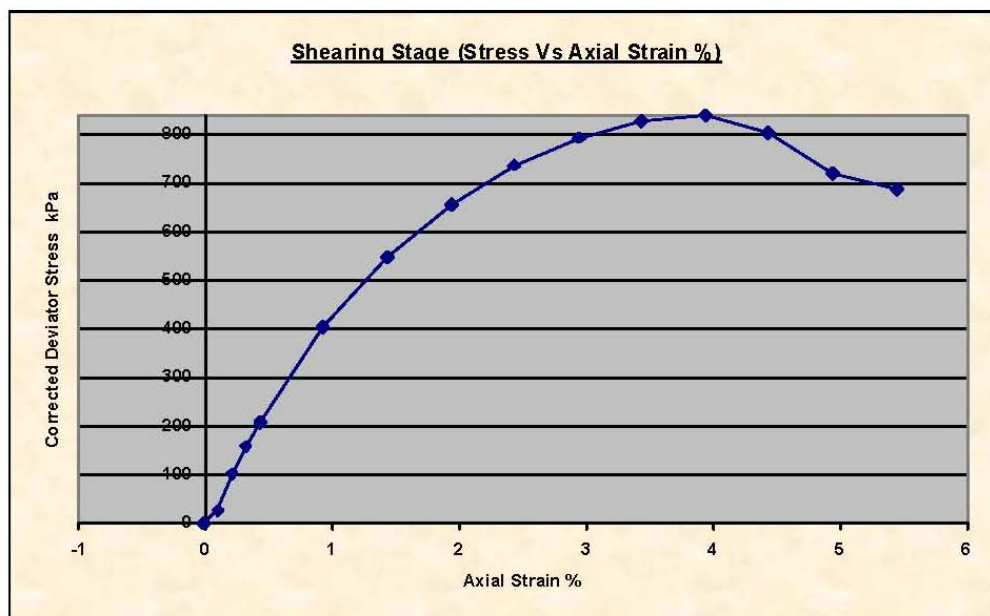


Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	9

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.67
Sample Type	Core sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	prof. a 4.00 metros p3		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	70.96 mm	Description	
Initial Diameter	34.16 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	11.17 kN/m3	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	45.3 %	Preparation	
Void Ratio	1.34	Degree of Saturation	90.08%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



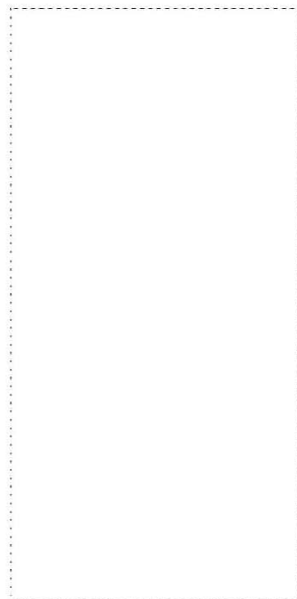
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	9

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	200.1kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	838.3 kPa	Major Principal Stress	1038.5 kPa
Axial Strain	3.94%	Minor Principal Stress	200.1 kPa
Deviator Stress Correction Applied	1.94kPa	Final Moisture Content	45.3 %
Final Unit Weight	16.23 kN/m3		



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)

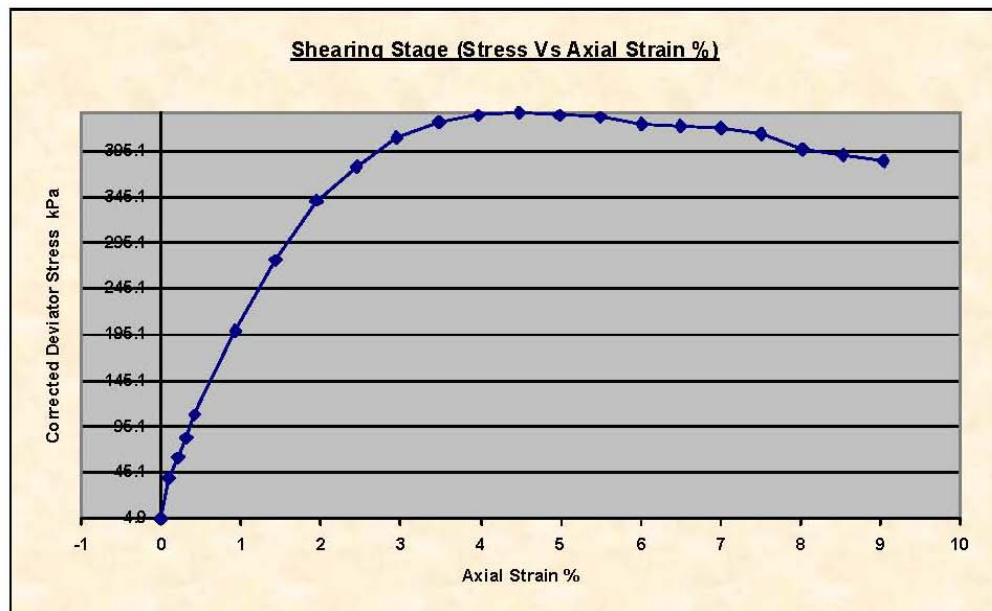


Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	9

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.67
Sample Type	Core sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	prof. a 4.00 metros p3		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	71.08 mm	Description	
Initial Diameter	34.82 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	12.01 kN/m3	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	42.4 %	Preparation	
Void Ratio	1.18	Degree of Saturation	96.02%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



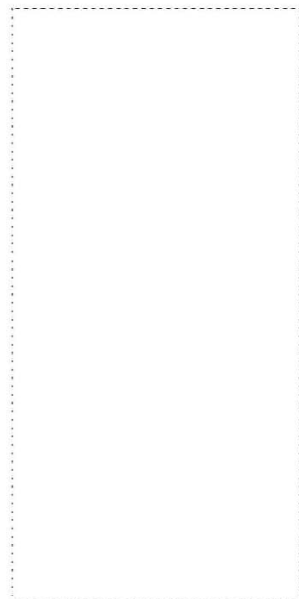
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project		Job	tesis
Borehole		Sample	9

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	50.6kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	436.3 kPa	Major Principal Stress	487.0 kPa
Axial Strain	4.48%	Minor Principal Stress	50.6 kPa
Deviator Stress Correction Applied	2.16kPa	Final Moisture Content	42.4 %
Final Unit Weight	17.10 kN/m3		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELLE
International

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

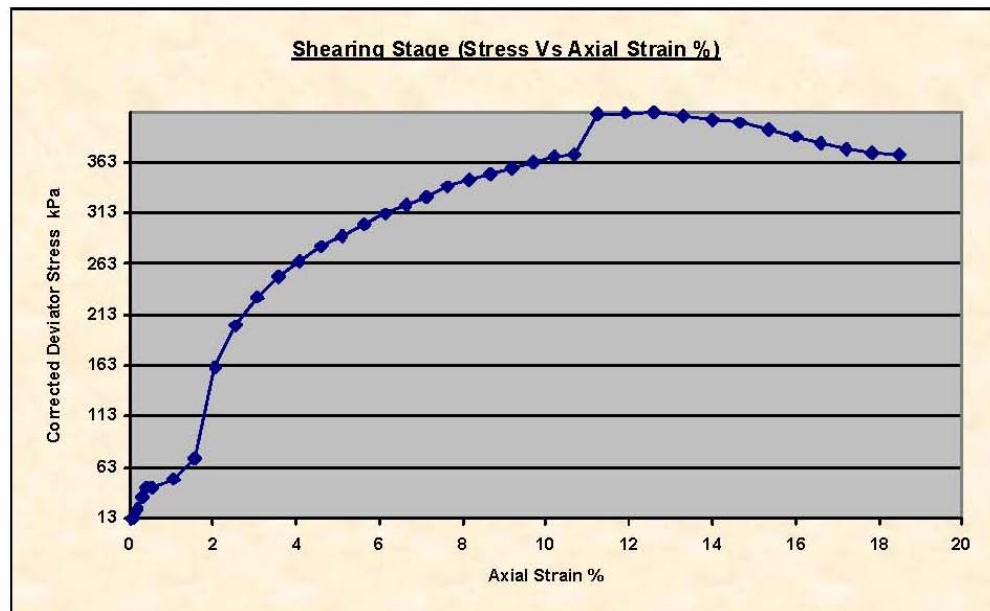


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.74
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°3 - Prof. 5.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	66.91 mm	Description	
Initial Diameter	35.95 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	10.49 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	44.6 %	Preparation	
Void Ratio	1.56	Degree of Saturation	78.36%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



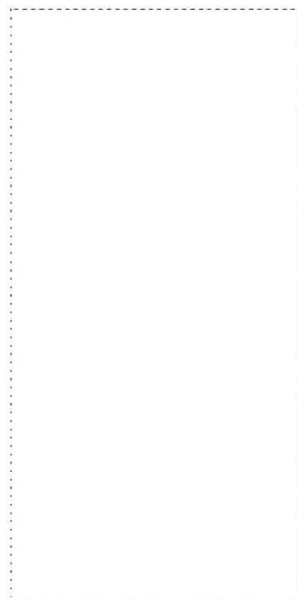
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	98.8kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	410.4 kPa	Major Principal Stress	509.2 kPa
Axial Strain	11.23%	Minor Principal Stress	98.8 kPa
Deviator Stress Correction Applied	5.25kPa	Final Moisture Content	44.6 %
Final Unit Weight	15.17 kN/m3		



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)**

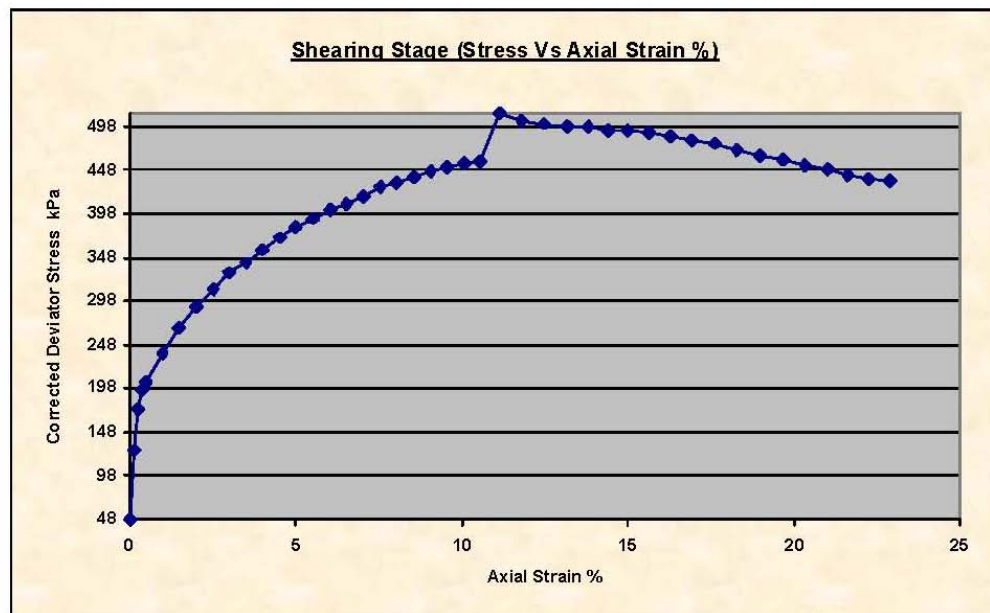


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.74
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°3 - Prof. 5.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	67.26 mm	Description	
Initial Diameter	35.75 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	10.83 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	42.8 %	Preparation	
Void Ratio	1.48	Degree of Saturation	79.14%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



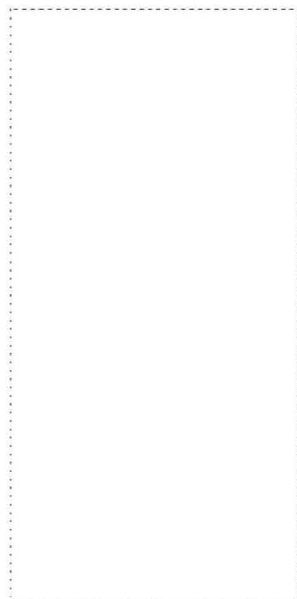
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	200.8kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	512.6 kPa	Major Principal Stress	713.4 kPa
Axial Strain	11.13%	Minor Principal Stress	200.8 kPa
Deviator Stress Correction Applied	5.23kPa	Final Moisture Content	42.8 %
Final Unit Weight	15.46 kN/m ³		



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)

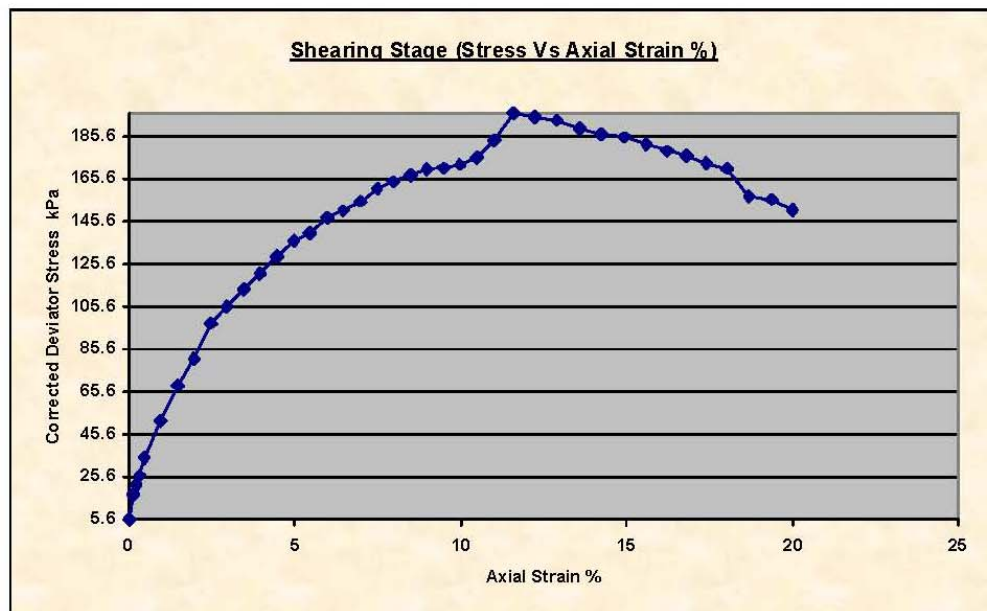


Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Test Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Specific Gravity of Solids	2.74
Sample Type	Block sample	Lab. Temperature	19.0 deg.C
Sample Description	Perforación N°3 - Prof. 5.00 m		
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	67.80 mm	Description	
Initial Diameter	35.85 mm	Depth within Sample	0.00mm
Initial Dry Unit Weight	10.34 kN/m ³	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	46.3 %	Preparation	
Void Ratio	1.60	Degree of Saturation	79.30%
Comments			

* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



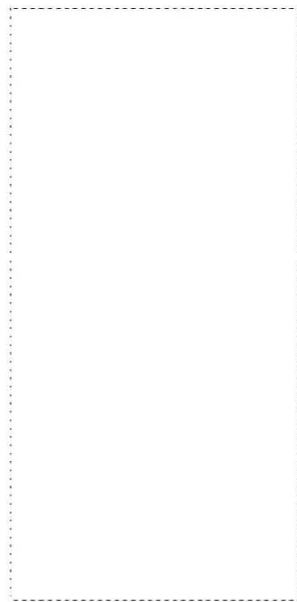
**Unconsolidated-Undrained Triaxial
Compression Test on Cohesive Soils
(Quick Undrained)**



Client	Tesis	Lab Ref	
Project	El Cabuyal	Job	tesis
Borehole		Sample	1

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	1.00%/min	Cell Pressure	51.2kPa

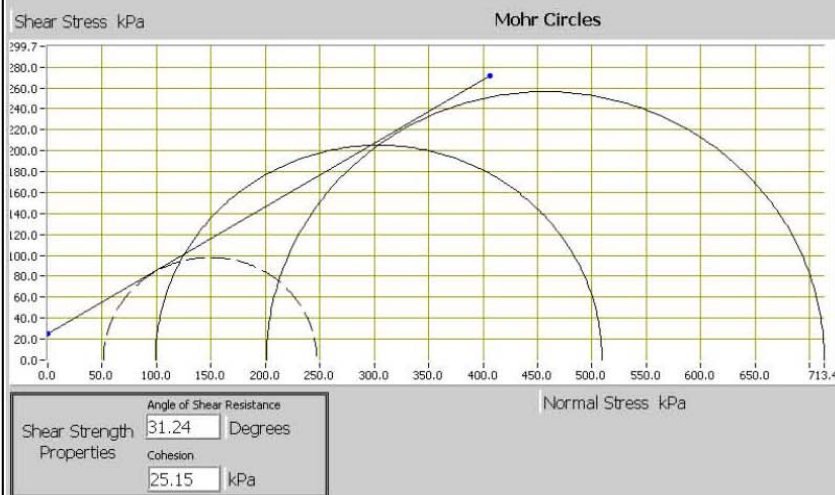
Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	195.9 kPa	Major Principal Stress	247.2 kPa
Axial Strain	11.58%	Minor Principal Stress	51.2 kPa
Deviator Stress Correction Applied	5.42kPa	Final Moisture Content	46.3 %
Final Unit Weight	15.12 kN/m3		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

ELE
International

[illegible]

BIBLIOGRAFÍA

- Bowles Joseph E., Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill, 5ed, Peoria
- Braja M. Das, Advanced Soil Mechanics, Taylor & Francis, 2ed, Washington
- Das, Braja M., Principles of Geotechnical Engineering, Estados Unidos, Boston, ITP
- Dass Braja M., Advanced Soil Mechanics, Taylor & Francis, 2ed, Washington
- <http://www.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/mecanica9.htm>
- E. Schultze: "Der Widrestabd des Baugrundes gegen schräge Sohlpressungen", *Bautechnik*, 1952, Heft 12.
- Eulalio Juárez Badillo Alfonso Rico Rodríguez, Mecánica de suelos, Tomo 2, Editorial Limusa, 1973 México
- G. G. Meyerhoff: "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads", *Proceedings of Third International Conference in Soil Mechanics*, Vol. I, Zürich, 1953.
- González de Vallejo, L. et. al. (2,002). Ingeniería Geológica. Editorial, PEARSON EDUCACIÓN. Madrid
- <http://article.pubs.nrc-cnrc.gc.ca/ppv/RPViewDoc?issn=1208-6>
- http://es.wikipedia.org/wiki/Capacidad_portante
- http://es.wikipedia.org/wiki/L%C3%ADmites_de_Atterberg
- <http://es.wikipedia.org/wiki/Loess>
- <http://materias.fi.uba.ar/6408/santamarina.pdf>
- <http://www.arqhys.com/construccion/suelos-humedad.html>
- <http://www.edufuturo.com/educacion.php?c=2331>
- <http://www.fortunecity.es/expertos/profesor/171/suelos.html>
- <http://www.ingenieroambiental.com/2070/suelosSUCS.doc>

- <http://www.ministeriodecultura.gov.ec/noticias/647.html>
- <http://www.monografias.com/trabajos15/suelos-consistencia/suelos-consistencia.shtml>
- <http://www.monografias.com/trabajos4/ladensidad/ladensidad.shtml>
- http://www.puertoquito.gov.ec/index.php?option=com_content&view=article&id=46&Itemid=54
- <http://www.rentauningeniero.com/relaciones-volumetricas-y-gravimetricas-de-los-suelos-parte-1.html>
- <http://www.uclm.es/users/higueras/yymm/Arcillas.htm#tixopr>
- Karl Von Terzaghi, Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica, Editorial El Ateneo, 1973 Barcelona
- Montero Juan Carlos, Apuntes de Mecánica de Suelos II, Quito, Ecuador, 2010
- Whitlow Roy, Fundamentos de Mecánica de Suelos, Compañía Editorial Continental, 1ed, México DF, 1994
- <http://www.novapdf.com/en/search.html?query=COEFICIENTE+DE+CONSOLIDACION&commit.x=30&commit.y=14>
- <http://www.buenastareas.com/ensayos/Practica-De-Consolidacion/365181.html>
- Borfitz Arturo, et. Al, Trabajo Práctico de Laboratorio N° 6, U.U.N.N.E. Facultad de Ingeniería, Cátedra de Geotecnia
- http://web2.ucsc.cl/~mpoblete/geotecnia/INC_4102/Unidad%203/Clase%202%20Relaciones%20entre%20las%20fases%20del%20suelo%20II.pdf
- http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:FqA28qixIX4J:www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/5987/1/INFORME%2520GEOLOGICO_CUENCA_RIO_TALALA.doc+geolog%C3%ADa+de+puerto+quito&cd=1&hl=es&ct=clnk&gl=ec
- bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/1494/1/CD-2199.pdf
- <http://www.edufuturo.com/educacion.php?c=2331>
- http://www.puertoquito.gov.ec/index.php?option=com_content&view=article&id=46&Itemid=54

- ASTM D 653, ASTM D 1452, ASTM D 1586, ASTM D 1587, ASTM D 2113, ASTM D 2487, ASTM D 3740, ASTM D 4083 Clasificación de los Suelos.
- AASHTO T-93 y ASTM D 2216 Ensayo de Contenido de Humedad.
- AASHTO T-100 y ASTM D 854 Ensayo de Gravedad Específica de las Partículas Sólidas.
- Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil; Joseph E. Bowles, Mecánica de Suelos, Tomo I, Juárez Badillo, Mecánica de Suelos; Rico Rodríguez, La Ingeniería en las Vías Terrestres Relaciones Volumétricas y Gravimétricas.
- AASHTO T-87, AASHTO T-88, ASTM D-421 y ASTM D-422 Ensayo de Granulometría por Tamizado.
- INEN 691, AASHTO T-89 y ASTM D 4318 Ensayo de Límite Líquido.
- INEN 692, AASHTO T-90 y ASTM D 4318 Ensayo de Límite Plástico.
- ASTM D2850-03a(2007) Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils
- ASTM D5202-08 Standard Test Method for Determining Triaxial Compression Creep
- ASTM D2435-02, ASTM D2435-03, ASTM D2435-04, ASTM D2435-96 Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading
- ASTM D4186-06 Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Saturated Cohesive Soils Using Controlled-Strain Loading