



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**INFLUENCIA DE LA MANIPULACIÓN DE MUESTRAS DE LABORATORIO
EN LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS
BLANDOS.**

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

REALIZADO POR

BR. ALVES P. CARLOS J.

PROFESOR GUÍA

ING. CENTENO W. ROBERTO

FECHA

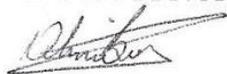
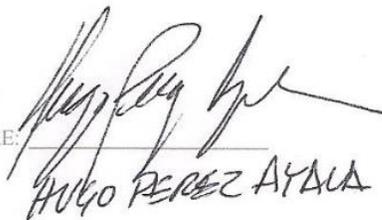
OCTUBRE 2018

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**INFLUENCIA DE LA MANIPULACIÓN DE MUESTRAS DE
LABORATORIO EN LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA AL
CORTE DE SUELOS BLANDOS.**

Este jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha
evaluado su contenido con el resultado: VEINTE (20)

JURADO EXAMINADOR

FIRMA: 	FIRMA: 	FIRMA: 
NOMBRE: <u>Roberto Centeno</u> 934 699	NOMBRE: <u>ALVARO BOIERO</u>	NOMBRE: <u>HUGO PÉREZ AYALA</u>



REALIZADO POR
PROFESOR GUÍA
FECHA

BR. ALVES P. CARLOS J.
ING. CENTENO W. ROBERTO
OCTUBRE 2018

AGRADECIMIENTOS

A dios, por darme la fortaleza, sabiduría y perseverancia para lograr cada etapa de este trabajo especial de grado.

A mis padres: Carlos Alves y Marlene Plasencia, tienen todo mi respeto y admiración, son ustedes quienes día a día me han enseñado a no rendirme ante nada, me han alentado y guiado en los momentos difíciles para que no me desviara del camino, y por sobre todo, me han dado su amor, cariño y comprensión en todo momento.

A mis familiares, seres excepcionales quienes siempre se han preocupado por mí y han contribuido de alguna u otra forma en mi formación, dándome siempre todo su cariño y apoyo.

A mi tutor, Roberto Centeno, por darme todo su apoyo desde el primer día en la realización de este trabajo especial de grado, por su honestidad y comprensión, y por brindarme su amistad.

A todo el equipo de trabajo de Centeno-Rodríguez y Asociados, S.C., por abrirme las puertas y permitirme usar sus instalaciones en todo momento, en especial al Ing. Carlos Rodríguez, Ramiro Meleán, la Ing. Zamy Varela y la Ing. Tahiry Luques, quienes siempre me permitieron contar con su ayuda.

A mis amigos, a todos ellos quienes siempre han aportado su granito de arena de alguna forma u otra para lograr mis metas académicas y personales.

Por último, pero no menos importante, a María José Bouzas, por toda su comprensión, paciencia y motivación para lograr esta meta, tienes todo mi cariño y admiración.

DEDICATORIA

A los seres que más quiero en este mundo, mis padres, por hacer de mi la persona que soy,
y por darme su apoyo, confianza y cariño en todo momento.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO I.....	1
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
OBJETIVO GENERAL	2
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
JUSTIFICACIÓN.....	2
ALCANCE Y LIMITACIONES	2
CAPÍTULO II.....	4
MARCO TEÓRICO	4
2.1.- ANTECEDENTES	4
2.2.- FUNDAMENTO TEÓRICO	5
2.2.1.- Arcillas.....	6
2.2.2.- Límites de consistencia	6
2.2.2.1.- Límite líquido	6
2.2.2.2.- Límite plástico	7
2.2.2.3.- Índice de plasticidad	7
2.2.3.- Tixotropía.....	8
2.2.4.- Esfuerzo	8
2.2.5.- Deformación	8
2.2.6.- Criterio de falla de Mohr-Coulomb.....	8
2.2.7.- Trayectoria de esfuerzos.....	12
2.3.- CONSOLIDACIÓN	14
2.3.1.- Definición.....	14
2.3.2.- Fases de la consolidación.....	14
2.3.2.4.- Compresión inicial.....	14
2.3.2.5.- Consolidación primaria	14
2.3.2.6.- Consolidación secundaria	14
2.4.- ENSAYO TRIAXIAL	15
2.4.1.- Generalidades.....	15

2.4.2.- Tipos de ensayo triaxial	15
2.4.2.1.- Ensayo no consolidado – no drenado (UU).....	16
2.4.2.2.- Ensayo consolidado – drenado (CD)	17
2.4.2.3.- Ensayo consolidado – no drenado (CU)	17
2.4.3.- Ventajas	18
2.4.4.- Limitaciones	19
2.5.- MECÁNICA DE SUELOS: ESTADO CRÍTICO.....	19
2.5.1.- Generalidades	19
2.5.2.- Volumen Específico.....	20
2.5.3.- Relación entre el ángulo de fricción ϕ y el parámetro M.....	20
2.5.4.- Parámetros r y λ	21
CAPÍTULO III.....	22
3.- METODOLOGÍA	22
3.1.- MUESTRAS: PROCEDENCIAS Y ENSAYOS.	22
3.2.- MÉTODOS DE ARMADO DE BRIQUETAS PARA ENSAYO TRIAXIAL	24
3.2.1.- Método de congelación para armado y montaje de briquetas	24
3.2.2.- Método directo para armado y montaje de briquetas	25
3.3.- CALIBRACIÓN DEL EQUIPO DE CAMBIO VOLUMÉTRICO	26
3.4.- MÉTODO MULTI-ETAPA PARA ENSAYO TRIAXIAL.....	27
3.5.- EL EQUIPO TRIAXIAL	29
CAPÍTULO IV.....	30
4.- ANÁLISIS DE RESULTADOS	30
4.1.- CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS EN ESTUDIO	30
4.2.- CALIBRACIÓN DEL EQUIPO DE CAMBIO VOLUMÉTRICO	32
4.3.- TIEMPO DESCONGELACIÓN DE MUESTRAS.....	35
4.3.1.- Muestra Barinas.....	35
4.3.2.- Muestra Quibor	36
4.3.3.- Muestra Charallave.....	37
4.4.- PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE.	38
4.4.1.- Muestra Charallave.....	39
4.4.2.- Muestra Quibor	42
4.4.3.- Muestra Barinas.....	45

CAPÍTULO V	52
5.- CONCLUSIONES.....	52
6.- RECOMENDACIONES.....	55
ANEXOS	59

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: VARIACIÓN DEL VOLUMEN EN FUNCIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.....	7
FIGURA 2: COMPONENTES DE UN ESTADO DE TENSIONES PRINCIPALES.....	9
FIGURA 3: CÍRCULO DE MOHR.....	10
FIGURA 4: RELACIÓN DE ESFUERZOS NORMALES MÁXIMOS Y LA SUPERFICIE DE FALLA.....	11
FIGURA 5: PUNTO DE ESFUERZO (A), TRAYECTORIA DE ESFUERZOS (B).....	13
FIGURA 6: TRAYECTORIA DE ESFUERZOS Y ENVOLVENTE DE FALLA, SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS.....	13
FIGURA 7: COMPRESIÓN TRIAXIAL DE UN ELEMENTO.....	15
FIGURA 8: GRÁFICO TÍPICO DE ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL NO CONSOLIDADO – NO DRENADO.....	16
FIGURA 9: ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO – NO DRENADO, ESFUERZO EFECTIVO ÚNICO.....	18
FIGURA 10: EQUIPO TRIAXIAL ORIGINAL.....	23
FIGURA 11: EQUIPO TRIAXIAL MODIFICADO.....	24
FIGURA 12: MEDICIÓN DE ALTURA DE VASTAGO PARA CALIBRACIÓN DE CV.	35

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1: GRÁFICO ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN TÍPICO DE UN ENSAYO TRIAXIAL MULTI-ETAPA.....	28
GRÁFICO 2: UBICACIÓN DE LAS MUESTRAS EN LA CARTA DE PLASTICIDAD.....	32
GRÁFICO 3: CALIBRACIÓN #1 EQUIPO CV	33
GRÁFICO 4: CALIBRACIÓN #2 EQUIPO CV	34
GRÁFICO 5: DESCONGELACIÓN BARINAS.....	36
GRÁFICO 6: DESCONGELACIÓN QUIBOR.....	37
GRÁFICO 7: DESCONGELACIÓN CHARALLAVE	38

GRÁFICO 8: VARIACIÓN DEL VOLUMEN APARENTE EN FUNCIÓN DE LA PRESIÓN EFECTIVA. MUESTRA CHARALLAVE	40
GRÁFICO 9: LÍNEA ESTADO CRÍTICO EN ESPACIO LN P'-V. MUESTRA CHARALLAVE	40
GRÁFICO 10: LÍNEA ESTADO CRÍTICO EN DIAGRAMA P'-Q. MUESTRA CHARALLAVE.....	41
GRÁFICO 11: ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN – MULTIFASE. MUESTRA CHARALLAVE.....	41
GRÁFICO 12: VARIACIÓN DEL VOLUMEN APARENTE EN FUNCIÓN DE LA PRESIÓN EFECTIVA. MUESTRA QUIBOR ..	43
GRÁFICO 13: LÍNEA ESTADO CRÍTICO EN ESPACIO LN P'-V. MUESTRA QUIBOR	43
GRÁFICO 14: LÍNEA ESTADO CRÍTICO EN DIAGRAMA P'-Q. MUESTRA QUIBOR.....	44
GRÁFICO 15: ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN – MULTIFASE. MUESTRA QUIBOR.....	44
GRÁFICO 16: VARIACIÓN DEL VOLUMEN APARENTE EN FUNCIÓN DE LA PRESIÓN EFECTIVA. MUESTRA BARINAS .	46
GRÁFICO 17: LÍNEA ESTADO CRÍTICO EN ESPACIO LN P'-V. MUESTRA BARINAS	46
GRÁFICO 18: LÍNEA ESTADO CRÍTICO EN DIAGRAMA P'-Q. MUESTRA BARINAS.....	47
GRÁFICO 19: ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN – MULTIFASE. MUESTRA BARINAS	47
GRÁFICO 20: LÍNEAS DE LA BIBLIOGRAFÍA Y LÍNEAS DE MUESTRAS ENSAYADAS	49
GRÁFICO 21: FAMILIA DE CSL PARA SUELOS VENEZOLANOS	49
GRÁFICO 22: FAMILIA DE CSL EXPERIMENTALES EN LA BIBLIOGRAFÍA.....	50

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS PARA SUELO #1.	30
TABLA 2: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS PARA SUELO #2.	31
TABLA 3: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS PARA SUELO #3.	31
TABLA 4: CALIBRACIÓN #1 CAMBIO VOLUMÉTRICO	32
TABLA 5: CALIBRACIÓN #2 CAMBIO VOLUMÉTRICO	33
TABLA 6: DESCONGELACIÓN BARINAS	35
TABLA 7: DESCONGELACIÓN QUIBOR	36
TABLA 8: DESCONGELACIÓN CHARALLAVE	37
TABLA 9: DATOS INICIALES PARA ENSAYO TRIAXIAL. MUESTRA CHARALLAVE	39
TABLA 10: RESULTADOS ENSAYO TRIAXIAL CIU MULTIFASE. MUESTRA CHARALLAVE	39
TABLA 11: PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE. MUESTRA CHARALLAVE.....	39
TABLA 12: DATOS INICIALES PARA ENSAYO TRIAXIAL. MUESTRA QUIBOR	42
TABLA 13: RESULTADOS ENSAYO TRIAXIAL CIU MULTIFASE. MUESTRA QUIBOR	42
TABLA 14: PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE. MUESTRA QUIBOR.....	42
TABLA 15: DATOS INICIALES PARA ENSAYO TRIAXIAL. MUESTRA BARINAS	45
TABLA 16: RESULTADOS ENSAYO TRIAXIAL CIU MULTIFASE. MUESTRA BARINAS	45

TABLA 17: PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE. MUESTRA BARINAS	45
TABLA 18: TABLA RESUMEN DE PRESIONES DE FALLA Y VOLUMEN ESPECÍFICO	48
TABLA 19: TABLA RESUMEN DE SUELOS ENSAYADOS EN LA BIBLIOGRAFÍA.....	48
TABLA 20: TABLA RESUMEN DE PARÁMETROS EN BIBLIOGRAFÍA Y OBTENIDOS EN ENSAYOS	50

RESUMEN

En el presente trabajo especial de grado se pretende demostrar la necesidad de alimentar con data de suficiente calidad los modelos de elementos finitos, tales como el programa PLAXIS 2D, para lograr estimar, con el respectivo control instrumental y calibración en sitio, el comportamiento de obras civiles fundadas sobre suelos blandos; tales como terraplenes, pedraplenes y estructuras apoyados sobre fundaciones débiles sometidos al proceso de consolidación. Se quiere demostrar la conveniencia del empleo de este método para estimar el tiempo requerido para pre consolidar el suelo blando de fundación, toda vez que este dato es fundamental para programar la construcción puesta en servicio de la obra.

INTRODUCCIÓN

A través de los años, con el desarrollo de la mecánica de suelos, las investigaciones se han enfocado en tratar de predecir el comportamiento de estos, a través de modelos matemáticos que tratan de simular los fenómenos que se producen dentro de la masa de suelo. La resistencia al esfuerzo cortante es uno de los parámetros más importante en el diseño de cualquier obra civil y que se ha estudiado principalmente en rangos de presiones bajas y medias, las cuales son las que están presentes en la mayoría de los problemas de ingeniería geotécnica.

La resistencia al esfuerzo cortante en suelo con humedad cercana al límite líquido se ha estudiado poco o nada en territorio venezolano, esto es motivado por una parte al alto costo del ensayo triaxial, y por otro lado por la complejidad que supone colocar una muestra de suelo blando dentro de la cámara triaxial. Otro aspecto importante es que la mayoría de obras civiles que se construyen en el país se hacen sobre terreno de buena capacidad portante, por lo que realizar las pruebas antes mencionadas no tendría mucho sentido, sin embargo, la información que se quiere recopilar puede resultar valiosa para obras civiles que quieran fundarse sobre suelo en zonas costeras, tales como: Higuerote, Lechería, Carenero, Lagunillas, entre otros.

Dado el problema que supone trabajar con suelo blando, inicialmente se desarrollará un método para preparar y montar muestras de suelo blando remoldeado dentro de la cámara triaxial, luego se procederá a realizar el ensayo triaxial multietapa consolidado – no drenado en las diferentes muestras de suelo, para finalmente determinar los parámetros geotécnicos descritos en la teoría de la Mecánica de Suelos Crítica y contrastarlos dichos resultados obtenidos con los que se presentan en la bibliografía.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La ingeniería del siglo XXI permite disponer de avanzados programas de integración numérica que permiten resolver por el método de los elementos finitos complejos problemas geotécnicos. La alimentación de la data solicitada por estos programas, como sucede en el caso de PLAXIS 2D y 3D se deben presentar los resultados de la exploración del subsuelo en el que se indiquen en detalle las propiedades de cada estrato y la posición del nivel del agua subterránea.

Este programa ha sido desarrollado para ir avanzando por etapas constructivas, permitiendo que en cada avance se emita un reporte parcial en cada una de ellas, siendo la primera vez en muchos años que se dispone de un método que permita el autocontrol para evitar fallas bruscas de las precargas.

Con los resultados de los ensayo de laboratorio, ensayos de campo y de una instrumentación bien diseñada lograda con el empleo de medidores de asentamiento, de deformación lateral, de piezómetros y de elementos de seguimiento de esfuerzos y de deformación de elementos de estabilización interna del suelo; tales como anclajes pasivos o activos, mallas de refuerzo y geotextiles drenantes se logra una bondad de ajuste aceptable del modelo empleado para representar las características de la mecánica de suelos blandos.

El presente Trabajo Especial de Grado (TEG) tiene como objetivo poner de manifiesto, y a la vez poder validar con suficiente probabilidad de éxito la influencia del control de la calidad del proceso de obtención de la data de campo, de laboratorio y de instrumentación haciendo hincapié en lo referente a la calidad de la preparación de las muestras de suelo y a la influencia de los operadores en el campo y en el laboratorio en el logro de una buena obtención y preparación de dichas muestras.

OBJETIVO GENERAL

Analizar la influencia que tienen los laboratoristas en la manipulación indebida de muestras en los ensayos de corte en suelos blandos.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Demostrar el efecto de la manipulación indebida en los resultados de los ensayos de laboratorio.
- Desarrollar un método para montar y ensayar muestras con humedades cercanas al límite líquido en el equipo triaxial.
- Desarrollar método de calibración de equipo de cambio volumétrico.
- Realizar ensayos básicos de caracterización de muestras.
- Contrastar los valores obtenidos en los ensayos con los valores que se encuentran en la bibliografía.

JUSTIFICACIÓN

La investigación que se presenta en este trabajo especial de grado, busca justificar dos aspectos en la ingeniería de suelos, el primero es la influencia que tienen los laboratoristas cuando se ejecuta un ensayo triaxial para evaluar la resistencia al corte de un suelo, y el otro aspecto, motivado a que los suelos a estudiar tienen humedades cercanas al límite líquido, es el uso de la mecánica de suelos crítica para la evaluación de los parámetros de la resistencia al corte de estos suelos y compararlos con los valores teóricos, también analizar si se justifica la aplicación de esta teoría para la obtención de valores confiables para el diseño de estructuras a ser fundadas sobre suelos con las características antes mencionadas.

ALCANCE Y LIMITACIONES

La investigación se va a limitar a suelos arcillosos, remoldeados, con humedades cercanas al límite líquido. Las tres muestras a ensayar provienen de diferentes partes del país: Charallave (Edo. Miranda), Quibor (Edo. Lara) y del Estado Barinas.

Se realizarán principalmente ensayos triaxial a las tres muestras, con el método multietapa, es decir, se consolida y se corta una misma probeta tres veces. Será necesario también realizar ensayos preliminares para conocer las características del suelo, tales como: humedad, límites de consistencia, gravedad específica y prueba de cono.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1.- ANTECEDENTES

A día de hoy con los pasos agigantados que da la tecnología, los diseños se han optimizado con el desarrollo de técnicas y modelos diversos para la obtención de las diferentes características y parámetros propios de un determinado suelo. Dichas características están definidas por diferentes factores tales como: temperatura, precipitación, biota, relieve, tiempo, roca madre, entre otros.

Los primeros ensayos para obtener el parámetro de resistencia al corte de suelo fueron el ensayo de corte directo y el ensayo de compresión simple, pero ambos ensayos no aportaban la información suficiente para los grandes diseños, por lo que comenzó a investigar la manera de ensayar un suelo y que fuera posible obtener tanto el ángulo de fricción como la cohesión del material, fue ahí donde nació el ensayo triaxial, el cual se comenzó a utilizar a inicios del siglo XX.

El ensayo se realizó inicialmente a muestras de roca ya que, por una parte, no se tenía en esos tiempos un medio confinante y, por otro lado, se estaba empleando para el estudio de edificaciones a ser fundadas sobre macizos rocosos a grandes profundidades. El primer equipo se construyó en la Universidad de Viena por Rendullic, en la década de los treinta y con las sugerencias de Karl Von Terzaghi. Años más tarde este ensayo y el equipo necesario para su realización se han desarrollado principalmente en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, y más recientemente en el Imperial College de Inglaterra.

El ensayo triaxial requiere del uso de tres muestras del material en estudio para la obtención de los parámetros de resistencia al corte del suelo, aunque desde los años 60 se viene estudiando la posibilidad de hacerlo con el uso de una sola probeta. Kenney y Watson (1961) reportaron una buena correlación entre ensayos multietapa y el ensayo triaxial convencional consolidado–no drenado.

La técnica multietapa se investigó con mucha amplitud en los Estados Unidos, gracias a un incentivo estatal durante la década de los 80's, aunque si bien la American Society for Testing and Materials (ASTM) no publicó ningún método estandarizado, sí divulgó los resultados obtenidos de dichas investigaciones. Nambiar, Rao y Gulhati (1985), publicaron un procedimiento para realizar ensayos multietapa consolidado-no drenados. Ho y Fredlund (1982) realizaron ensayos multietapa en muestras no saturadas, esto para estudiar la influencia de la fase gaseosa en la resistencia del suelo.

En Venezuela esta técnica ha sido poco o nada utilizada, principalmente porque, en general, el ensayo triaxial es raramente ejecutado para estudios de proyectos de la vida real, y es dejado únicamente para fines educativos. Esto es debido al alto costo que tiene el ensayo triaxial frente al ensayo de corte directo si lo que se quiere es únicamente la cohesión y el ángulo de fricción interno, dejando de lado toda la información que puede aportar un ensayo triaxial.

2.2.- FUNDAMENTO TEÓRICO

El esfuerzo cortante es probablemente el parámetro más importante de la ingeniería geotécnica, esto se debe a que es utilizado para el diseño de una gran variedad de proyectos, tales como: muros de retención, cimentaciones superficiales, cimentaciones profundas, estabilidad de taludes, terraplenes, entre otros.

Por definición el esfuerzo cortante no es más que la resistencia máxima que el suelo puede soportar. Específicamente, es la resistencia interna que ofrece la masa de suelo por unidad de área para oponerse al deslizamiento dentro de cualquier plano dentro del suelo.

Existen diferentes métodos o ensayos para determinar el esfuerzo cortante de un suelo, de los más comunes en la actualidad se encuentra el ensayo de veleta (ASTM D 4648) y el ensayo de penetración estándar (ASTM D 1586), dichos ensayos, al igual que la mayoría, no evitan las complicaciones relativas a la alteración de la muestra debido a su extracción en el campo. Por otra parte, en laboratorio podemos encontrar una serie de ensayos para determinar el esfuerzo cortante de cada material que compone los diferentes estratos del suelo, entre ellos se encuentra el ensayo

de corte directo (ASTM D 3080), el ensayo de compresión simple (ASTM D 2166) y el ensayo de compresión triaxial (ASTM D 4767).

2.2.1.- Arcillas

Es un material formado por partículas pequeñas con diámetro menor a 0.002 mm, su resistencia varía al mezclarse con agua, convirtiéndose en un material pegajoso y fácilmente moldeable, mientras que cuando la arcilla se va secando, empieza a contraerse y aumentar su resistencia. Es mecánicamente plástico, muy activa químicamente y muy poco permeable, aunque pueden presentar humedades muy altas (hasta 5 veces más peso de agua que de sólidos). La deformación resultado de la aplicación de una carga en un material arcilloso, no suele presentarse de manera inmediata, dicha deformación se desarrolla a lo largo del tiempo.

2.2.2.- Límites de consistencia

También conocidos como Límites de Atterberg, se definen como el contenido de humedad correspondiente a diferentes comportamientos del suelo, generalmente conformado por material arcilloso o limoso. Según Albert Atterberg, el suelo puede tener cinco comportamientos: líquido, semilíquido, plástico, semisólido y sólido, estableciéndose dentro estos un contenido de humedad límite del suelo en el que ocurre el cambio de un comportamiento a otro (límite líquido, límite plástico y límite de retracción). De acuerdo con ASTM, los ensayos de límite líquido, límite plástico y límite de retracción, se realizan sobre la porción de suelo pasante del tamiz #40 (0,425 mm).

2.2.2.1.- Límite líquido

Es el contenido de humedad del suelo en el cual éste pasa de tener un comportamiento semilíquido a plástico. Se estableció que el límite líquido es aquel contenido de humedad en el cual un surco de 2 mm en la muestra, realizado por un ranurador de dimensiones conocidas, fluye a lo largo de 12,7 mm (0,5 pulgadas) y se une nuevamente como consecuencia del impacto de 25 golpes en un equipo estandarizado (ASTM D 4318-95, 1998), a razón de dos (2) golpes por segundo.

2.2.2.2.- Límite plástico

Se define como el contenido de humedad que corresponde al cambio de comportamiento plástico al comportamiento semisólido de un suelo arcilloso o limoso. El límite plástico se halla por un método estandarizado (ASTM D 4318-95, 1998) que consiste en determinar la humedad a la cual un cilindro del material en estudio de aproximadamente 3 mm de diámetro empieza a agrietarse mientras se hace girar sobre una superficie lisa y no absorbente.



Figura 1: Variación del volumen en función del contenido de humedad.

Fuente: <http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/>

2.2.2.3.- Índice de plasticidad

Está definido como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico; Atterberg en sus investigaciones pudo comprobar que dicho parámetro representaba eficazmente la plasticidad de los suelos.

$$IP = LL - LP$$

2.2.3.- Tixotropía

Del griego “thixis” + “tropos” = tocar + transformar, la tixotropía es un fenómeno que describe los cambios que ocurren en las características físicas de un suelo, como resultado de un movimiento y recuperación subsiguiente. Esta característica es frecuente encontrarla en suelo con alto porcentaje de arcilla, dicho suelo puede transformarse prácticamente en un líquido al ser amasado, al dejarlo reposar por un tiempo, éste volverá a tener el comportamiento de un sólido. Todo esto es posible siempre y cuando el material se encuentre en una humedad próxima a su límite líquido.

2.2.4.- Esfuerzo

Se define como la fuerza aplicada por unidad de área. Cuando se aplica una fuerza sobre la superficie de cuerpo, esta genera un esfuerzo, que puede ser normal si la fuerza es aplicada perpendicularmente sobre el área del cuerpo (esfuerzo normal), o puede ser tangencial si la fuerza es aplicada tangencialmente sobre el área del cuerpo (esfuerzo cortante).

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

2.2.5.- Deformación

Es el cambio de tamaño o forma de un cuerpo como consecuencia de fuerzas aplicadas sobre el mismo. Puede haber deformaciones axiales o deformaciones radiales dependiendo de los esfuerzos que se produzcan en el cuerpo en estudio.

$$\varepsilon = \frac{dL}{L_0}$$

2.2.6.- Criterio de falla de Mohr-Coulomb

Sobre todo plano que pasa por un elemento diferencial de suelo, en general, actúan esfuerzos normales y esfuerzos tangenciales. Los primeros vienen dados por la resultante de las fuerzas normales al plano por unidad de área del plano; los segundos son generados por la componente tangencial al plano por unidad de área del mismo plano.

Se conoce como planos principales a aquellos planos sobre los cuales solo actúan esfuerzos normales, es decir, donde no existen esfuerzos tangenciales. Los esfuerzos que actúan sobre los planos principales se conocen como esfuerzos principales. (Ver Figura 2.1).

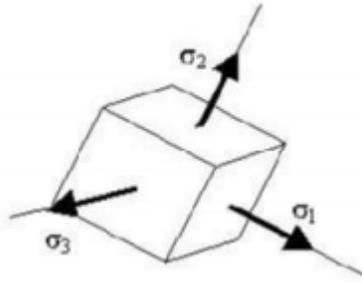


Figura 2: Componentes de un estado de tensiones principales.

Fuente: http://www.mecapedia.uji.es/tensiones_principales.htm

Es evidente que el material que compone el suelo es heterogéneo, esto trae como consecuencia que resulte complejo al intentar modelarse, sin embargo, bajo ciertas cargas y deformaciones, puede aplicarse la teoría elástica. La teoría de Mohr-Coulomb es de las más conocidas, dicha teoría relaciona la resistencia de un suelo al esfuerzo cortante con la fuerza de fricción de contacto entre las partículas que componen el material.

La fuerza de fricción de contacto, depende de la carga normal aplicada y el ángulo de contacto entre el suelo y la superficie de contacto, si se considera que la falla a estudiar es dentro de la masa del material, el ángulo es denominado ángulo de fricción interna. Este parámetro depende de diferentes factores, tales como: relación de vacíos, contenido de material orgánico, gradación, mineralogía, forma, entre otros.

Por otro lado, se tienen las fuerzas electrostáticas en la superficie de las partículas finas, lo cual permite la asociación de las partículas que no se encuentran unidas mecánicamente, este

fenómeno es llamado fuerza adherente. La cohesión real depende de la cementación y la adhesión de las partículas, mientras que la cohesión aparente depende de la presión de poros negativa.

Conocidos estos dos aspectos, la teoría de Mohr-Coulomb plantea que la falla de un suelo ocurre producto de dos mecanismos: la fricción y la cohesión. La rotura se produce en un punto cuando en algún plano que pase por dicho punto existe la combinación de esfuerzos definida por la envolvente de Mohr.

Según los parámetros que se quieran y el ensayo que se esté ejecutando, se puede obtener el ángulo de fricción y la cohesión total o se pueden obtener dichos parámetros en términos de esfuerzos efectivos. Se presentan las ecuaciones y la representación gráfica del círculo de Mohr:

$$\tau = c + \sigma \tan(\phi) \quad \text{Esfuerzos totales}$$

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan(\phi') \quad \text{Esfuerzos efectivos}$$

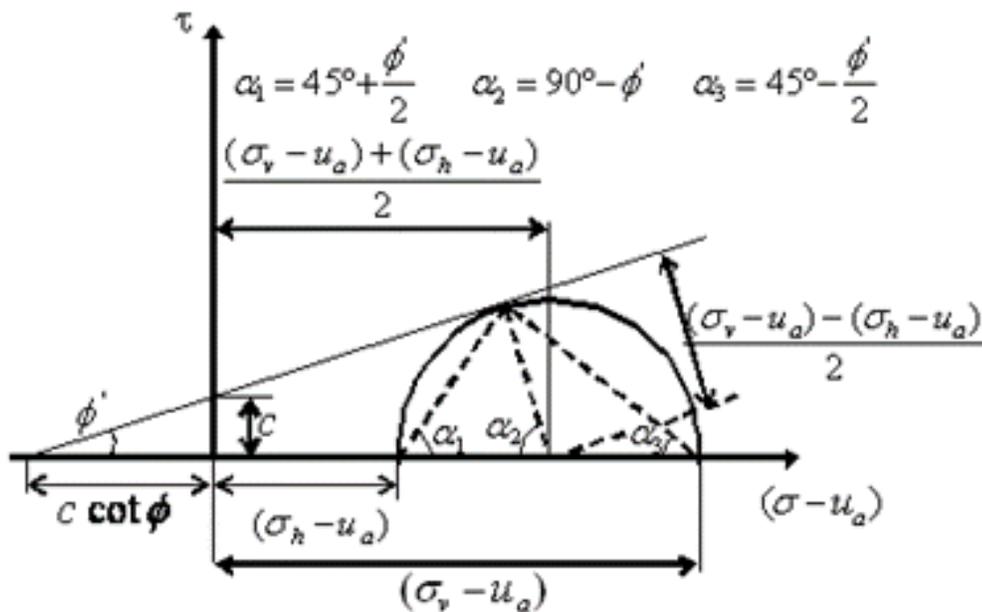


Figura 3: Círculo de Mohr

Fuente: http://www.ingenieria.unam.mx/~revistafi/ejemplaresHTML/V14N2/V14N2_art01.php

Debido a que la envolvente de falla (cuya ecuación es la presentada anteriormente) es tangente al círculo de Mohr, se determinan algunas relaciones entre la superficie de falla y el círculo de Mohr. Bajo la suposición de que el material de suelo es sometido únicamente a esfuerzos normales, se pueden conocer las coordenadas del punto de falla “e” (σ , τ_f) en el círculo de Mohr, representado por el punto de tangencia entre el círculo y la recta tangente a éste. Las ecuaciones para hallar las coordenadas vienen dadas por:

$$\tau_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \text{sen}(2\theta)$$

$$\sigma = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \text{cos}(2\theta)$$

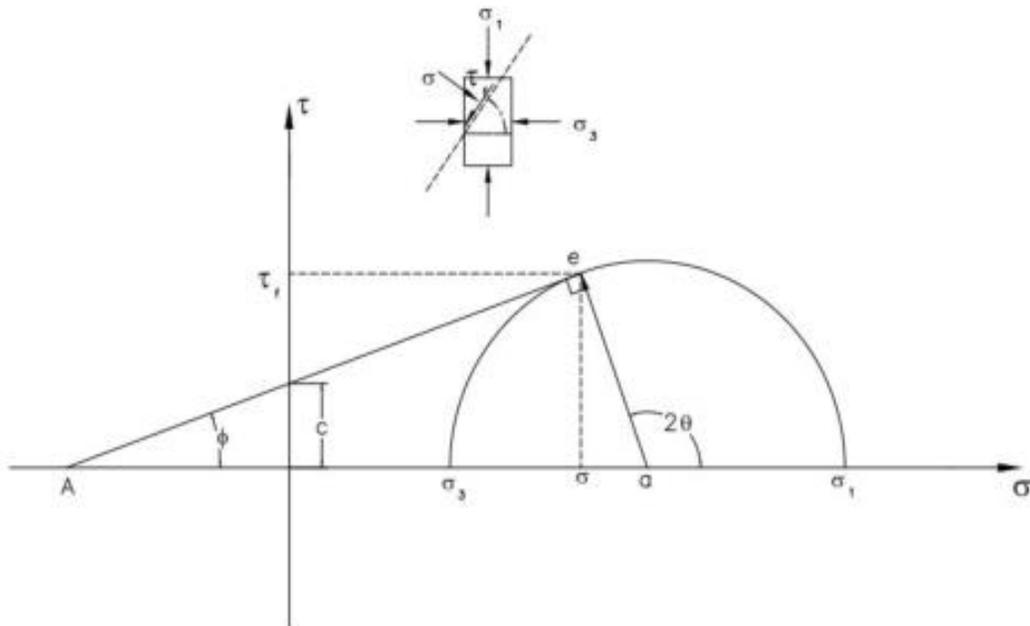


Figura 4: Relación de esfuerzos normales máximos y la superficie de falla.

Fuente: <https://es.slideshare.net/bryanpercytomasteban/resistencia-suelos> (modificado)

La envolvente de Mohr indica si un determinado estado de esfuerzos será capaz de producir o no la rotura de una determinada probeta de suelo. En concreto, bajo un estado triaxial de tensiones, la probeta llega a la rotura para un par de valores (σ - τ) que actúan de manera normal y tangencial respectivamente sobre un determinado plano de inclinación θ con respecto al plano principal mayor.

Cabe destacar que, en la realidad, la envolvente de falla suele estar descrita por tres puntos generados por tres círculos de Mohr que representan tres estados de tensiones diferentes del material, dicha envolvente se genera al trazar la recta tangente a los tres círculos de Mohr.

2.2.7.- Trayectoria de esfuerzos

La trayectoria de esfuerzos es una herramienta que relaciona esfuerzos con deformaciones elásticas, es de gran utilidad en la ingeniería para resolver una gran variedad de problemas geotécnicos que pudieran parecer complejos, así como para expresar una solución ingenieril de manera práctica y útil.

La trayectoria de esfuerzos es una línea que pasa por los puntos de esfuerzo cortante máximo de los diferentes círculos de Mohr que representan los distintos estados de tensiones de un determinado material, o en su defecto, la línea de mejor ajuste de los puntos antes mencionados.

La representación de la trayectoria de esfuerzos se realiza en un sistema coordenado de dos dimensiones, siendo el eje de las abscisas el parámetro “p” y el eje de las ordenadas corresponde al parámetro “q”. Ambos parámetros pueden ser representados tanto en términos totales como efectivos, y esto, resulta de gran utilidad en ensayos triaxiales, donde es utilizado para saber cuándo se acerca el momento de la falla del material de suelo en estudio.

En los ensayos sin drenaje, las trayectorias de esfuerzos totales y efectivos no coinciden. Para cada medición, la distancia entre la trayectoria de esfuerzos totales y la trayectoria de esfuerzos efectivos es igual a la presión de poro en la muestra. En cuanto a la rotura, el diagrama p-q no representa la envolvente de los círculos de Mohr, sino el lugar geométrico de la cima de los círculos que definen el estado de tensiones para ese instante.

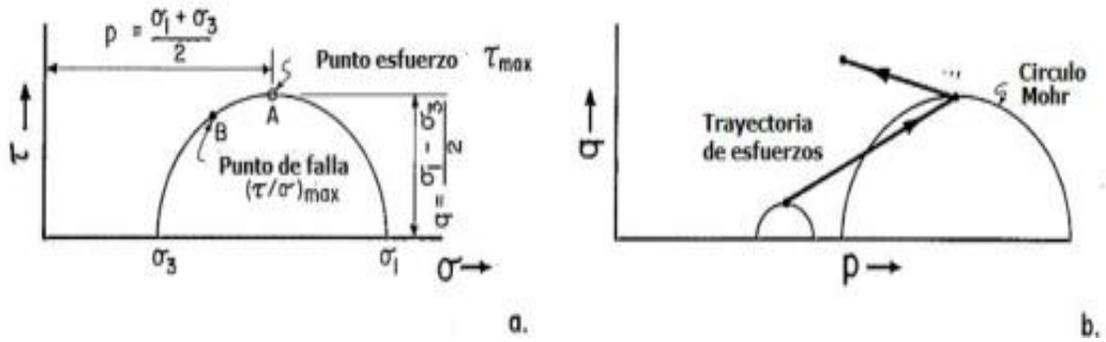


Figura 5: Punto de esfuerzo (a), Trayectoria de esfuerzos (b)

Fuente: Lambe y Marr, 1979.

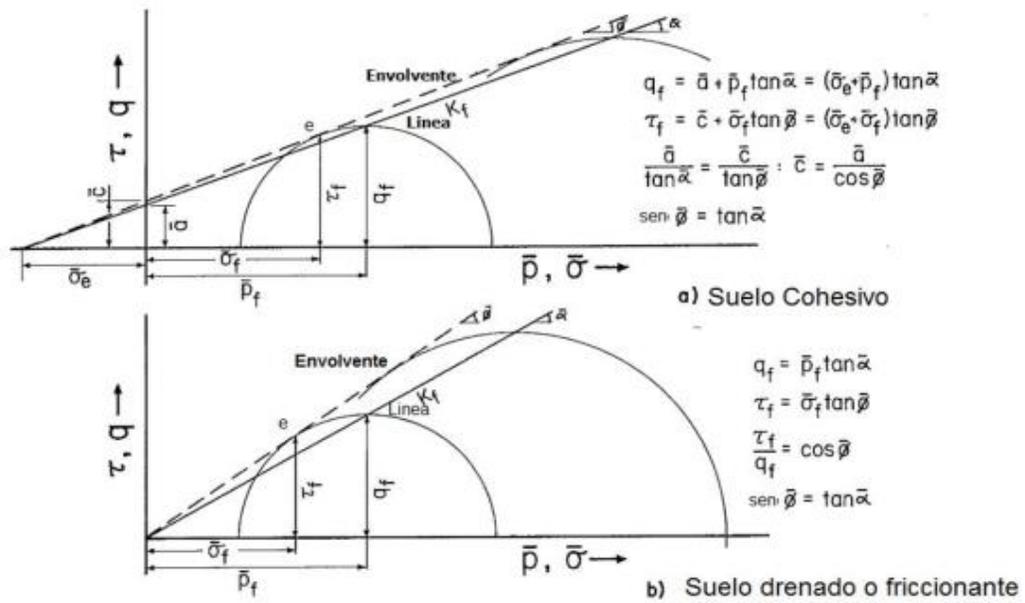


Figura 6: Trayectoria de esfuerzos y envolvente de falla, suelos cohesivos y no cohesivos.

Fuente: Lambe y Marr, 1979.

2.3.- CONSOLIDACIÓN

2.3.1.- Definición

La consolidación es el proceso de deformación que sufre una masa de suelo trayendo como consecuencia un cambio de volumétrico. Este fenómeno suele darse por el aumento de los esfuerzos sobre la masa de suelo motivado por alguna fuerza externa impuesta sobre el mismo, o simplemente puede darse por el peso propio de las diferentes capas que componen el subsuelo.

2.3.2.- Fases de la consolidación

Pueden distinguirse tres etapas del proceso de consolidación para un mismo incremento de carga, estas etapas ocurren consecuentemente una detrás de la otra, primero ocurre la compresión inicial o deformación inmediata, posteriormente se produce la consolidación primaria, y finalmente tiene lugar la consolidación secundaria.

2.3.2.4.- Compresión inicial

Deformación volumétrica que se debe a la deformación elástica del esqueleto de suelo, sin que se produzcan cambios en el contenido de humedad. Existen diferentes métodos para determinar la magnitud de dicho parámetro, las más utilizadas son: la teoría de la elasticidad, la prueba de platos in-situ, y el método de la trayectoria de esfuerzos (Lambe, 1967).

2.3.2.5.- Consolidación primaria

El incremento en la presión vertical causado por el peso de alguna estructura construida en la superficie de una masa de suelo blando, saturado y cohesivo, será inicialmente soportado por el agua presente en el subsuelo. El incremento en la presión intersticial se conoce como exceso de presión de poros; dicho exceso irá decreciendo con el tiempo, mientras el agua va fluyendo desde los poros del suelo hacia el exterior, esto último es lo que se conoce como consolidación primaria. A medida que el agua va saliendo lentamente (proceso que puede tomar años), el esqueleto de la masa de suelo empieza a tomar toda la carga de la estructura, incrementándose el esfuerzo efectivo del suelo.

2.3.2.6.- Consolidación secundaria

La consolidación secundaria es la parte del proceso de consolidación que ocurre luego de que se ha disipado todo el exceso de presión de poro, lo que quiere decir que esta etapa ocurre a

presión efectiva constante. Se tiene por hipótesis que la consolidación secundaria inicia una vez se ha completado la etapa de la consolidación primaria.

2.4.- ENSAYO TRIAXIAL

2.4.1.- Generalidades

El ensayo de compresión triaxial es el estudio más completo para analizar el comportamiento y propiedades mecánicas del suelo. El ensayo consiste tal como su nombre lo indica, en someter una probeta cilíndrica de dimensiones conocidas, a tres esfuerzos de compresión cuyas direcciones de acción forman ángulos rectos entre sí.

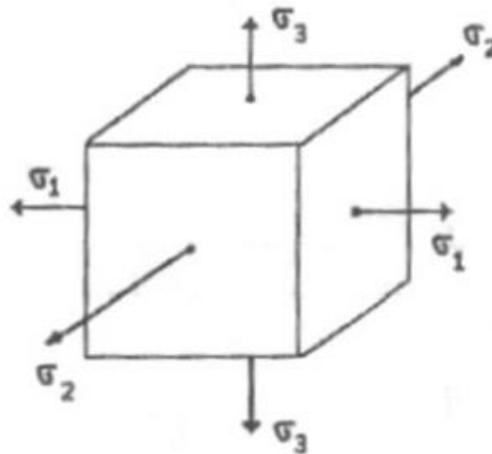


Figura 7: Compresión triaxial de un elemento.

Fuente: <http://slideplayer.es/slide/3966575/>

Inicialmente, se coloca la muestra en el pedestal de la cámara de compresión triaxial, luego se coloca en el tope de la muestra un cabezal y se cubre con una membrana desde el pedestal hasta el cabezal y se sella con el uso de “O” rines, se cierra y se llena la cámara con agua, con el cual se le aplica un esfuerzo desviador a la muestra hasta que falla.

2.4.2.- Tipos de ensayo triaxial

Según las condiciones de campo que se quieran estudiar, se determina cuál tipo de ensayo de compresión triaxial resulta más conveniente para simular adecuadamente las condiciones del

subsuelo, si se tienen estratos de material grueso, es posible que la mejor opción sea realizar un ensayo drenado, en caso contrario, si se tiene un estrato con muy baja permeabilidad, y se tiene previsto levantar una edificación en un corto plazo, entonces sería recomendable un ensayo no drenado. Los ensayos de compresión triaxial tienen muchas variantes, sin embargo, los tres principales son:

2.4.2.1.- Ensayo no consolidado – no drenado (UU)

Ensayo empleado en análisis de estabilidad de obras que se piensan ejecutar en corto plazo, por lo que se considera que no habrá tiempo suficiente para que ocurra la disipación de la presión de poros en el subsuelo.

La resistencia no drenada se obtiene de someter las probetas de suelo a condiciones no drenadas en todo el desarrollo del ensayo, es decir, no se permite consolidación y al aplicar el esfuerzo desviador, tampoco es permitido el drenaje.

Si la probeta de suelo a ensayar se encuentra saturada, cualquier incremento en la presión de confinamiento, es tomado por el agua dentro de la muestra, es decir, aumenta la presión de poros, por lo que no ocurre cambio alguno en el esfuerzo efectivo, esto trae como consecuencia que el esfuerzo desviador necesario para llevar la probeta a la falla es independiente de la presión de confinamiento aplicada.

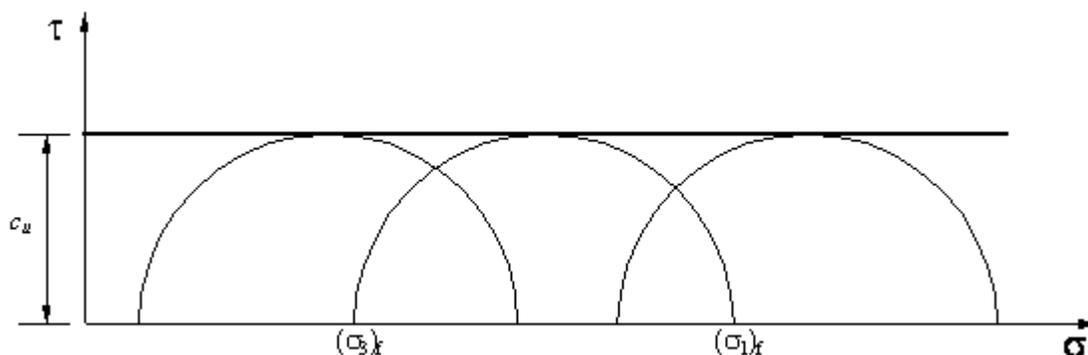


Figura 8: Gráfico típico de ensayo de compresión triaxial no consolidado – no drenado.

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

2.4.2.2.- Ensayo consolidado – drenado (CD)

Ensayo empleado cuando la obra descansa sobre estratos de grava y arena, debido a que la falla potencial ocurrirá en condiciones drenadas. Para simular correctamente estas condiciones, es necesario someter la muestra a una presión de confinamiento, se deja consolidar y luego se aplica el esfuerzo desviador, permitiendo el drenaje y a una velocidad que no genere excesos de presión de poros en la muestra.

Debido a que la presión de poros es igual a cero durante todo el ensayo, los esfuerzos totales y efectivos son iguales, por lo que la envolvente de falla define directamente los parámetros de resistencia efectivos (c' y ϕ').

2.4.2.3.- Ensayo consolidado – no drenado (CU)

Ensayo utilizado para simular la ejecución de un proyecto que se extiende por un largo periodo de tiempo, durante el cual se produce un determinado grado de consolidación en el subsuelo, si los esfuerzos que se generan son capaces de producir la falla en el subsuelo, dicha falla se genera rápidamente sin que ocurra drenaje.

El ensayo se lleva a cabo aplicando una presión de confinamiento y dejando que la muestra consolide en su totalidad, posteriormente se aplica el esfuerzo desviador con el drenaje cerrado hasta llegar a la falla.

El ensayo triaxial en cualquier condición que se realice, siempre se ejecuta de manera convencional, es decir, se mantiene σ_3 constante y se va aumentando σ_1 . En la vida real, las condiciones que llevan a que se produzca la falla pueden ser distintas a las que se inducen en laboratorio en el ensayo triaxial convencional, pudiendo ser el caso en el que se mantiene constante σ_1 y varía σ_3 .

En la figura 2.x, se observan los resultados de dos probetas consolidadas a la misma presión de cámara; la probeta 1 se lleva a la falla manteniendo σ_3 constante y aumentando σ_1 , mientras que con la probeta 2 se deja constante σ_1 y σ_3 se disminuye. Debido a que ambas probetas se consolidaron a la misma presión, el esfuerzo desviador a la falla es el mismo, lo que cambia es el ángulo de fricción que define la envolvente de falla.

En el primer caso la presión de poros es positiva, por lo que el círculo de esfuerzos efectivos se ubica a la izquierda del círculo 1, mientras que, en el segundo caso, la presión de poros es negativa, por lo que el círculo de esfuerzos efectivos se ubica a la derecha del círculo 2, es así como en realidad se genera un único círculo de esfuerzos efectivos, con un ángulo de fricción efectivo único, lo que quiere decir, que el esfuerzo efectivo del suelo es único e independiente de las condiciones en las que se ejecuta el ensayo de compresión triaxial.

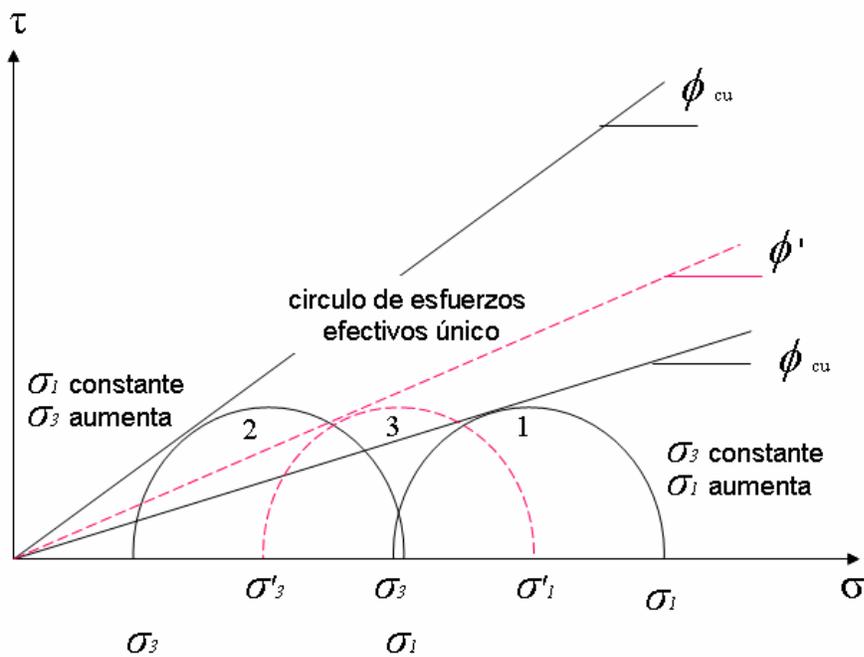


Figura 9: Ensayo triaxial consolidado – no drenado, esfuerzo efectivo único.

Fuente: Américo Bustamante, 2000.

2.4.3.- Ventajas

- La principal ventaja que ofrece el ensayo triaxial, es la posibilidad de poder controlar las condiciones de drenaje.
- Se puede realizar sin gran dificultad la medición de la presión de poros en la muestra.
- A diferencia del ensayo de corte directo, el plano de falla no está impuesto.

2.4.4.- Limitaciones

- La gran limitante del ensayo de compresión axial, es no poder variar el esfuerzo principal intermedio “ σ_2 ”, el cual es igual al esfuerzo principal menor “ σ_3 ”.
- Otra gran limitante es la imposibilidad de variar la posición de los planos principales, los cuales están fijos respecto a los ejes de la probeta.
- Influencia de las restricciones que generan el cabezal y el pedestal, lugares donde se sujeta la muestra, ocasiona que no se produzcan deformaciones laterales en las cercanías de dichas zonas, y por consiguiente que no se respete la condición de uniformidad respecto a los esfuerzos y deformaciones.
- Una gran desventaja es el tiempo que toma la ejecución total de un ensayo de compresión triaxial, teniendo en cuenta que hay situaciones de la realidad donde es necesario tomar decisiones en horas o incluso minutos; por otra parte, tampoco se toma en cuenta el posible efecto de la fluencia en el suelo, el cual puede producir una reducción en el ángulo de fricción que se obtiene de hasta un 5% en el caso de las arcillas en ensayos no drenados.

2.5.- MECÁNICA DE SUELOS: ESTADO CRÍTICO

La teoría del estado crítico fue desarrollada por un grupo de investigadores a finales de los años 40, dicho grupo estaba encabezado por el Prof. Roscoe. En esta teoría se presenta un modelo donde se relacionan los estados tensionales con las deformaciones, y donde queda definido para un volumen específico crítico, el paso del estado elástico al estado plástico.

2.5.1.- Generalidades

Esta teoría es especialmente útil para estudiar los suelos sometidos a remoldeo consecuencia de los procesos constructivos, que presentan un comportamiento tal, donde el suelo tras alcanzar el punto crítico, sigue deformándose, sin que se produzcan deformaciones volumétricas o tensionales, asemejándose a un fluido. En dicho estado, el suelo presenta un estado crítico bien definido, y que está representado por las siguientes ecuaciones:

$$q = Mp$$
$$\Gamma = v + \lambda \ln p.$$

La primera de las ecuaciones anteriores, relaciona el esfuerzo desviador “q” necesario para que el suelo siga deformándose continuamente producto de una constante friccional “M” con una presión efectiva “p”. Por otra parte, microscópicamente, se espera que, al incrementarse la fuerza de atracción entre las partículas, la distancia entre los centros de ellas debería disminuir, esto lleva a la segunda ecuación, la cual expresa que el volumen específico ocupado por las partículas de suelo en deformación constante, se verá reducido a medida que incrementa el logaritmo de la presión efectiva. La constante friccional “M” representa la pendiente de la línea de estado crítico (CSL).

2.5.2.- Volumen Específico

En el trabajo presentado por Roscoe y sus colaboradores, el cual ha tenido una gran importancia en la aplicación de la elastoplasticidad para caracterizar el comportamiento mecánico del suelo, también se presenta el concepto de volumen específico, que no es más que la relación entre el volumen total y el volumen de sólidos:

$$v = \frac{V_t}{V_s} = \frac{V_v + V_s}{V_s} = 1 + e$$

2.5.3.- Relación entre el ángulo de fricción ϕ y el parámetro M

A pesar de que el parámetro M representa la pendiente de la línea de estado crítico en el plano p' -q, y el ángulo de fricción ϕ representa la pendiente de la recta tangente a los semicírculos formados para cada estado de tensiones en el plano σ - τ , es posible llegar a una ecuación que relaciona ambos parámetros con el uso de trigonometría, llegando a la siguiente igualdad:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi}{3 - \operatorname{sen} \phi}$$

2.5.4.- Parámetros r y λ

Estos parámetros son propios de cada material y definen los cambios de volumen específico en función de la variación de la presión de confinamiento.

λ es la pendiente de la línea de compresión virgen o línea de compresión normal (NCL), en el plano $\ln p'$ - volumen específico.

r es el valor de volumen específico que corresponde a una presión efectiva igual a la unidad.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1.- MUESTRAS: PROCEDENCIAS Y ENSAYOS.

Este Trabajo Especial de Grado será desarrollado usando tres muestras de suelo: el suelo 1, procedente de Charallave, Estado Miranda; el suelo 2, procedente de Quibor, Estado Lara; y el suelo 3, proveniente del Estado Barinas. Se va a utilizar la metodología de diseño experimental, donde para obtener los diferentes parámetros de resistencia del suelo, se utilizará el ensayo triaxial; por otra parte, también se van a realizar ensayos para obtener las características que definen cada suelo a ensayar: límites de consistencia, gravedad específica y humedad.

Es necesario mencionar el trabajo realizado para llevar el sistema de ensayo de compresión triaxial a un estado óptimo de funcionamiento, teniendo que cambiarse la totalidad de tuberías de cobre que conformaban el sistema y sustituirlas por tuberías de plástico transparente, también se eliminaron los indicadores de mercurio y se sustituyeron por transductores digitales, los cuales fueron debidamente calibrados. De igual manera se cambió el sistema de medición de cambio de volumen, el cual estaba compuesto por un par de buretas, y en su lugar se colocó un transductor de desplazamiento lineal (L.V.D.T. por sus siglas en inglés), equipo al que se le debe diseñar algún método de calibración dado que el manual no indica nada al respecto y el fabricante solo dicta cursos en los Estados Unidos de cómo calibrar el equipo.

Luego de poder contar con un sistema de compresión triaxial en buen estado, se empezó a desarrollar posibles métodos que permitieran colocar muestras remoldeadas de suelo con humedades próximas al límite líquido dentro de la cámara triaxial para ser ensayadas, y como resultado se concibieron dos métodos que serán descritos dentro de este trabajo especial de grado y de los cuales solo se utilizó uno de ellos para el armado de las briquetas a ensayar.



Figura 10: Equipo triaxial original

Fuente: elaboración propia.



Figura 11: Equipo triaxial modificado

Fuente: elaboración propia.

3.2.- MÉTODOS DE ARMADO DE BRIQUETAS PARA ENSAYO TRIAXIAL

Las muestras a estudiar son suelos arcillosos, remoldeados y con un contenido de humedad cercano al límite líquido. Esta última característica presentó un gran reto para el progreso de la investigación, trayendo como resultado el desarrollo de dos métodos de armado de briquetas, para ser ensayadas en el equipo triaxial.

3.2.1.- Método de congelación para armado y montaje de briquetas

Este método consiste, en armar la muestra dentro de un molde partido, además, entre la muestra y el molde, se coloca una lámina de acrílico transparente, para que la posterior extracción de la muestra se realice con mayor facilidad y sin ocasionar daños a la biqueta. El método se desarrolla de la siguiente manera:

- Se arma el molde partido, con su base, se coloca la lámina de acrílico transparente y se pesa.

- Se procede a armar la muestra de suelo dentro del molde, en seis (06) capas, a cada capa se le dan veinte (20) golpes, distribuidos en toda el área.
- Se engrasa la briqueta con la cuerda de violín, para evitar perturbaciones, y finalmente se remata con espátula.
- Se pesa nuevamente, para obtener el peso de suelo y se lleva al congelador por cinco (05) a siete (07) días.
- Se prepara la cámara triaxial, colocando la piedra porosa sobre el pedestal.
- Se saca la muestra del congelador, se le retire el molde partido y la lámina de acrílico.
- Se mide diámetro en la base, en el medio y en el tope de la muestra, también se mide la altura de la briqueta en tres generatrices.
- Se coloca el papel filtro en la base, en el tope y en el lateral de la muestra.
- Se coloca la muestra sobre la piedra porosa previamente colocada sobre el pedestal.
- Se sitúa la membrana sobre el bastidor (herramienta para posicionar membranas), y seguidamente, se coloca la membrana sobre la muestra.
- Se pone el cabezal sobre la muestra y se procede a colocar los o-ring en el pedestal y el cabezal.
- Se coloca la celda de presión (cilindro plástico) y se sella el sistema a través de tres tornillos.
- Finalmente, se procede a llenar la cámara con agua destilada, mientras la muestra se descongela (aproximadamente 200 minutos para que llegue a 21 °C).

3.2.2.- Método directo para armado y montaje de briquetas

En este método se produce el armado de la muestra directamente sobre el pedestal, es decir, la muestra queda directamente montada. El montaje se realiza de la siguiente manera:

- Se procede al armado del pedestal y la piedra porosa, seguido de la instalación de la membrana en el pedestal con sus respectivos o-ring.
- Se arma el molde partido, y se coloca sobre tres soportes situados alrededor del pedestal, y situando internamente la membrana a lo largo del cilindro.
- Seguidamente, se fija la membrana en la parte superior del cilindro con el uso de un o-ring, de tal manera que quede bien extendida.

- Se coloca el papel filtro circular sobre la piedra porosa ubicada en la base, y el papel filtro lateral, fijándolo sobre la membrana.
- Se pesa todo el sistema previamente armado.
- Comienza el proceso de armado de la muestra dentro del molde, en seis (06) capas, a cada capa se le dan veinte (20) golpes.
- Una vez armada la muestra, se enrasa utilizando la cuerda de violín y una espátula.
- Se pesa nuevamente todo el sistema, con el fin de conocer la cantidad de material utilizado (peso).
- Se retira el o-ring que sujetaba la membrana en el tope, se coloca el papel filtro circular en la parte superior de la briqueta y se sitúa el cabezal.
- Se sube la membrana hasta el cabezal, y se sella la muestra sujetando la membrana al cabezal, empleando para ello dos (02) o-ring.
- Se sitúa la celda de presión sobre la base y se colocan los tres (03) tornillos.
- Finalmente, se llena la cámara con agua destilada.

Los valores anteriores (número de golpes, cantidad de capas, tiempo de congelación y descongelación) fueron determinados a partir de varias pruebas fallidas.

3.3.- CALIBRACIÓN DEL EQUIPO DE CAMBIO VOLUMÉTRICO

Se desarrolló un método bastante sencillo para la calibración del equipo de cambio volumétrico y poder hallar el factor mV/cm^3 , el cual consiste en tener el cambio volumétrico conectado al drenaje de la cámara triaxial, la cual se encuentra llena de agua y sin probeta.

- Una vez se tiene la cámara triaxial llena de agua, se inserta el vástago en la parte superior de la cámara triaxial.
- Se aplica al sistema una presión de confinamiento baja, de unos $0,25 \text{ kg/cm}^2$.
- Se toma nota de la altura del vástago que sobresale de la cámara y del transductor que marca en milivoltios (mV), y se procede a insertar el vástago una pequeña longitud.
- Se toma nota de la nueva altura y del transductor.
- Se repite el paso anterior un total de cinco a siete pares de lecturas (H, mV).
- Conocido el diámetro del vástago insertado y el cambio de altura, es posible conocer el volumen del vástago que va entrando y que por consiguiente debe ser igual al volumen de

agua que sale de la cámara triaxial y es registrado por el transductor que está conectado al equipo de cambio volumétrico.

- Se realiza la gráfica Volumen vs. mV.
- Se obtiene el parámetro mV/cm^3 .

3.4.- MÉTODO MULTI-ETAPA PARA ENSAYO TRIAXIAL

Este método puede ser utilizado tanto en el ensayo triaxial como en el ensayo de corte directo. El ensayo triaxial multietapa es utilizado para obtener la mayor cantidad de información posible referente a esfuerzos y deformaciones, usando para ello un solo espécimen.

Cuando se trata de ensayos en suelos saturados, el método consiste básicamente en variar la presión de confinamiento a la que se somete únicamente un espécimen de suelo, pudiendo así dibujar la envolvente de falla correspondiente para los diferentes círculos de Mohr que se generan. Usando este procedimiento, se elimina el efecto de variabilidad de suelo en los resultados obtenidos, ya que solo se ensaya una probeta. Otro factor importante es la reducción del tiempo que dura en ejecutarse en totalidad un ensayo triaxial. Finalmente, dada la complejidad de los montajes de las muestras, ya que se trabaja con suelos remoldeados cuya humedad es muy cercana al límite líquido, este método resulta útil, debido a que solo se debe realizar una tercera parte de los montajes totales que serían necesarios utilizando el procedimiento convencional.

Existen dos procedimientos para realizar ensayos multietapa: el procedimiento cíclico y el procedimiento de carga sostenida. En los ensayos realizados para este trabajo especial de grado, se empleó el método cíclico, ya que la bibliografía indica elimina posibles inconvenientes con deformaciones excesivas que se presentan en el procedimiento de carga sostenida (Ho y Fredlund, 1982b).

El método consiste en aplicar tres presiones de confinamiento diferentes, para obtener los respectivos círculos de Mohr y trazar la envolvente de falla:

- Luego de garantizar que la muestra se encuentra saturada, se inicia el proceso de consolidación (en este trabajo especial de grado, los ensayos triaxial son consolidados – no drenados)

- Seguidamente se inicia el primer proceso de carga de la muestra, los datos obtenidos se van graficando al instante, ya que se debe detener la aplicación de la carga cuando la curva esfuerzo – deformación empieza a tender a un valor pico, es decir, antes de la falla.
- Luego de detener el primer proceso de carga, se descarga la muestra lentamente, hasta no tener ninguna carga, se anota hasta donde fue necesario devolver el pistón de carga, ya que este punto es el inicio del próximo proceso de carga.
- Se deja que la muestra descanse por 45-60 minutos, y luego se inicia el siguiente proceso de consolidación, aumentando la presión de confinamiento al doble de la presión anterior.
- Tras finalizar el segundo proceso de consolidación, se inicia el segundo proceso de carga, al igual que en la etapa anterior, se debe parar el proceso de carga antes de que llegue a la falla.
- Tras detener el proceso de carga, se descarga la muestra hasta el punto que no se tenga esfuerzo desviador y se deja reposar la muestra.
- Finalmente se inicia la tercera etapa: se aumenta la presión de confinamiento y se consolida la muestra; seguidamente se vuelve a aplicar carga, pero en este caso si se deja que llegue a la falla y un poco más.

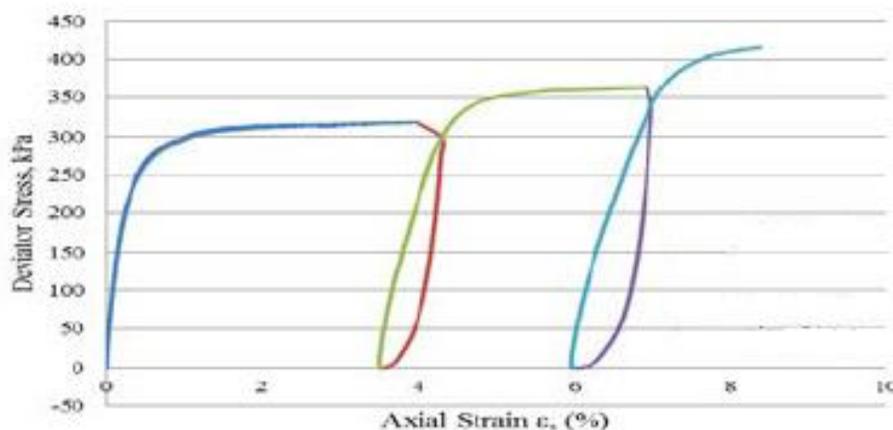


Gráfico 1: Gráfico esfuerzo desviador - deformación típico de un ensayo triaxial multi-etapa.

Fuente: https://www.researchgate.net/figure/Deviator-stress-vs-axial-strain-obtained-from-multi-stage-triaxial-test-on-Sample-9_fig5_285982501

3.5.- EL EQUIPO TRIAXIAL

Cómo se puede apreciar en la figura 12, el equipo nuevo quedó bastante simplificado gracias a la implementación de transductores y el medidor de cambio volumétrico. El sistema ahora solo consta de las siguientes partes:

- Dos volantes y dos pistones de carga, que se encargan de mantener la presión de confinamiento y la contrapresión.
- Equipo de cambio volumétrico LVDT que mide el agua que entra o sale de la muestra.
- Dos diales de presión para corroborar las medidas.
- Un transductor para medir la presión de poros.
- Un transductor para medir el cambio de volumen.
- Un transductor para medir la fuerza aplicada por la prensa.
- La prensa.
- Cámara triaxial.
- Un tanque reservorio.
- Pesas suficientes para aplicar entre 8 y 10 kg/cm² por cada pistón.

En los anexos se encuentran fotos de la mayoría de las partes del equipo triaxial.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1.- CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS EN ESTUDIO

Se realizaron ensayos de límite líquido, límite plástico, contenido de humedad y gravedad específica para determinar ciertas características de relevancia para este trabajo especial de grado y que además serán necesarios para los cálculos posteriores.

Tabla 1: Resultados de los ensayos para suelo #1.

SUELO 1	
Procedencia	Charallave
Color	Marrón
Gravedad Específica	2.67
Límite Líquido	44.00
Límite Plástico	25.00
Índice Plástico	19.00
Clasificación S.U.C.S	(CL)

Tabla 2: Resultados de los ensayos para suelo #2.

SUELO 2	
Procedencia	Quibor
Color	Gris
Gravedad Específica	2.69
Límite Líquido	49.00
Límite Plástico	26.00
Índice Plástico	23.00
Clasificación S.U.C.S	(CL)

Tabla 3: Resultados de los ensayos para suelo #3.

SUELO 3	
Procedencia	Barinas
Color	Negro
Gravedad Específica	2.62
Límite Líquido	63.00
Límite Plástico	29.00
Índice Plástico	34.00
Clasificación S.U.C.S	(CH)

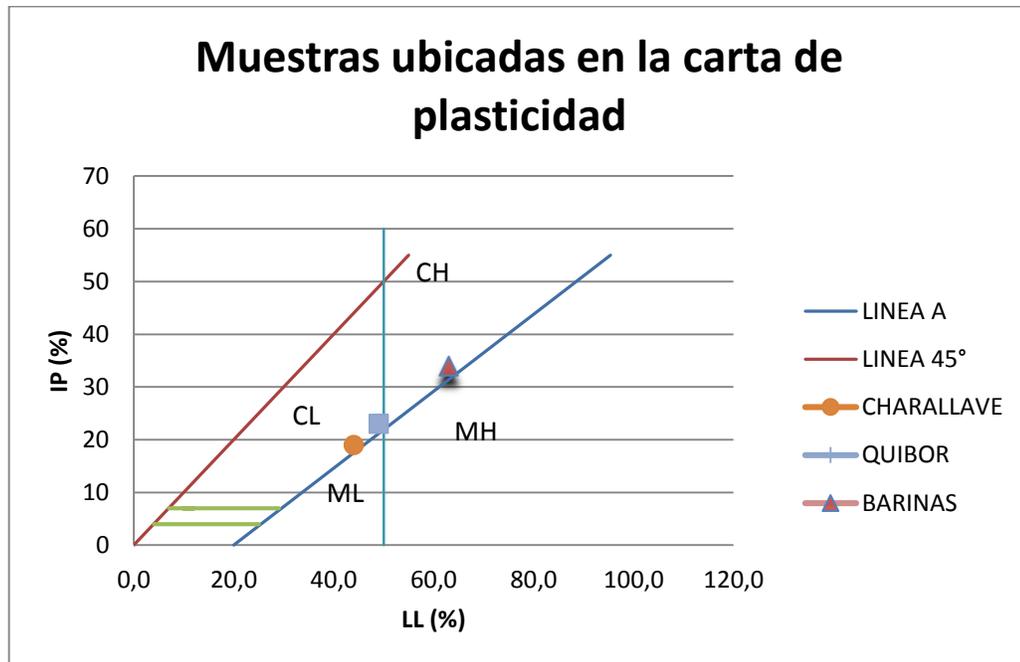


Gráfico 2: Ubicación de las muestras en la carta de plasticidad

4.2.- CALIBRACIÓN DEL EQUIPO DE CAMBIO VOLUMÉTRICO

Se realizó la calibración del equipo de cambio volumétrico dos veces, obteniéndose los siguientes resultados:

DATOS DEL VÁSTAGO		
Diámetro	1,106	cm
Área	0,96	cm ²

Tabla 4: Calibración #1 cambio volumétrico

CALIBRACIÓN #1		
CV	H	Vol
<i>mV</i>	<i>cm</i>	<i>cm³</i>
5084	8,892	0,00
5104	8,286	0,58
5128	7,572	1,27
5142	7,162	1,66
5159	6,645	2,16
5181	5,97	2,81
5199	5,428	3,33

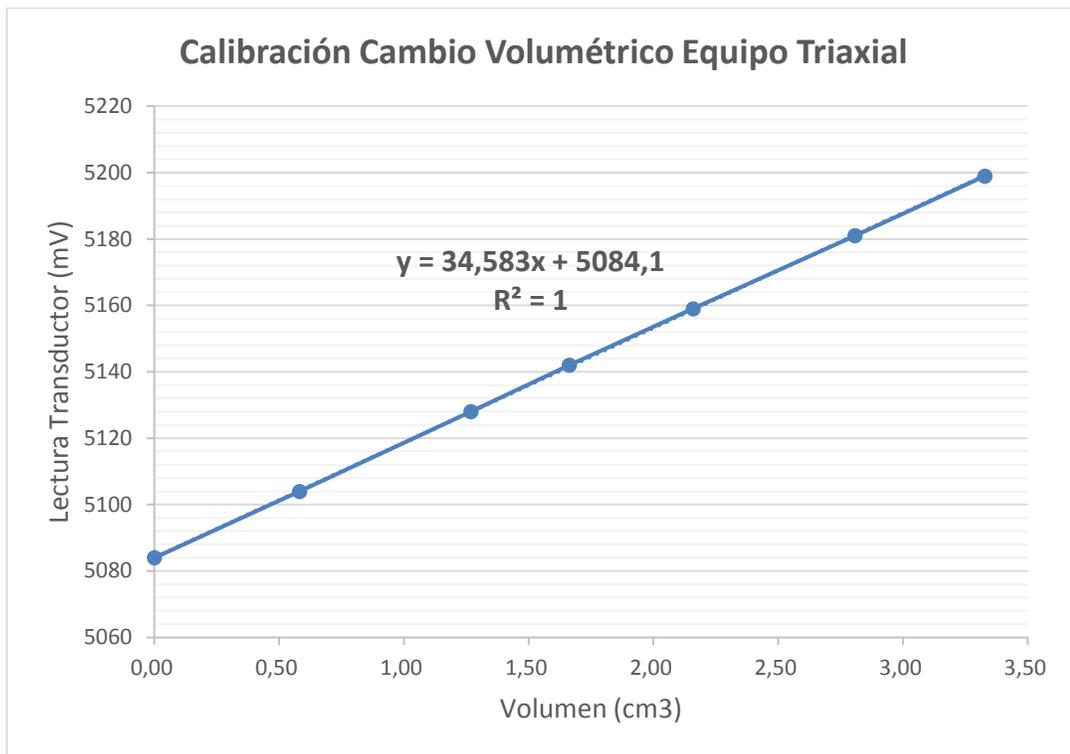


Gráfico 3: Calibración #1 equipo CV

Tabla 5: Calibración #2 cambio volumétrico

CALIBRACIÓN #2		
CV	H	Vol
<i>mV</i>	<i>cm</i>	<i>cm³</i>
5148	4,596	0,00
5141	4,837	-0,23
5129	5,181	-0,56
5095	6,199	-1,54
5076	6,783	-2,10

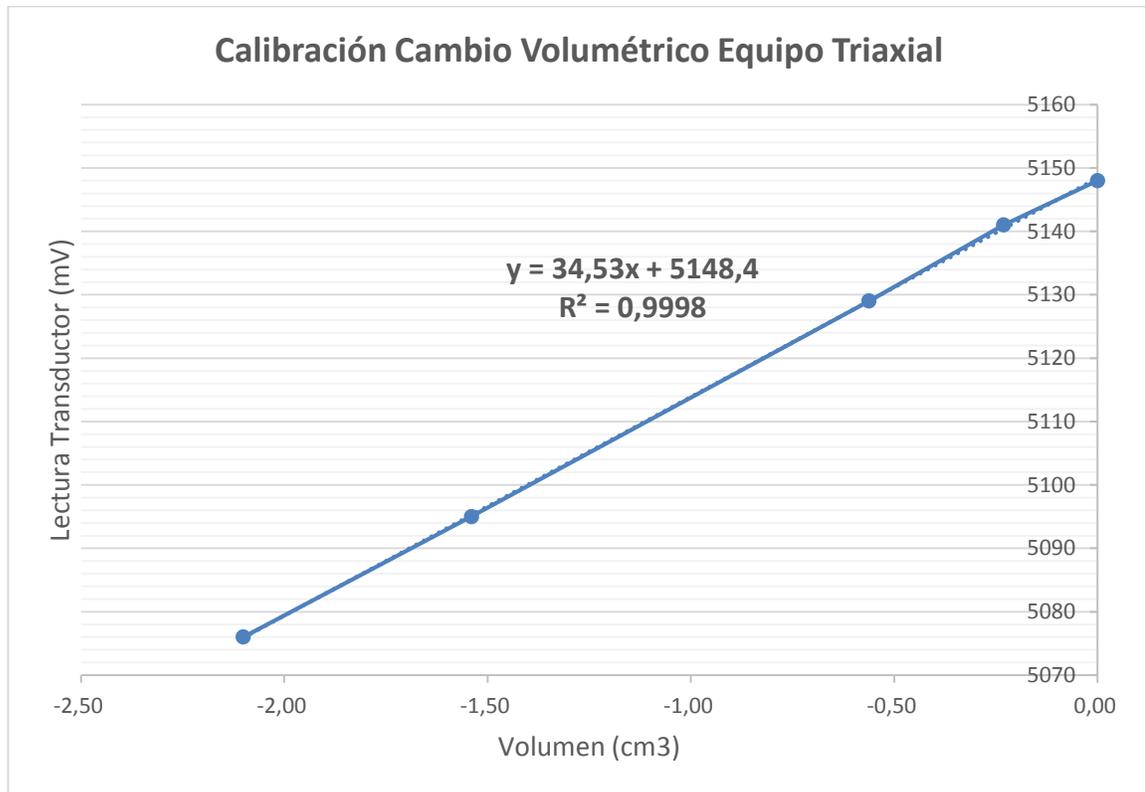


Gráfico 4: Calibración #2 equipo CV

Se obtuvo el promedio de ambas calibraciones, dando como resultado un factor igual a $34,56 \text{ mV/cm}^3$ o lo que es igual a $0,0289 \text{ cm}^3/\text{mV}$.

Tras realizar una corrida completa del equipo de cambio volumétrico, es decir, se dejó pasar agua hasta que el transductor se detuviera, y se obtuvo que el cambio volumétrico máximo que puede medir es de 200 cm^3 .



Figura 12: Medición de altura de vástago para calibración de CV.

4.3.- TIEMPO DESCONGELACIÓN DE MUESTRAS

Se realizó una prueba de descongelación a cada uno de los diferentes suelos en estudio.

4.3.1.- Muestra Barinas

Tabla 6: Descongelación Barinas

Cambio de temperatura: Charallave		
tiempo	temp probeta	temp agua
0	-7	13
2	-3	12
5	-1	11
10	2	9,5
15	5	10
30	7	11
60	10	11
90	13	12
150	18	15
180	19	16
240	21	18
300	23	19
360	24	20

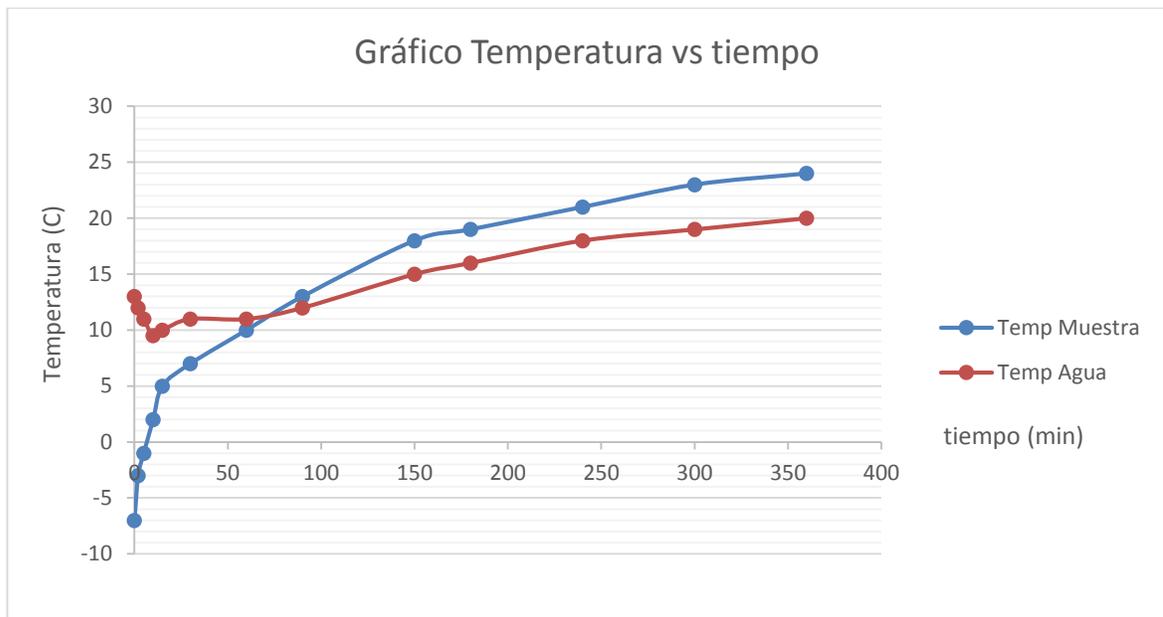


Gráfico 5: Descongelación Barinas

4.3.2.- Muestra Quibor

Tabla 7: Descongelación Quibor

Cambio de temperatura: Quibor		
tiempo	temp probeta	temp agua
0	-5	11
2	-3	11
5	-1	10,5
10	1	10
15	2	9,5
30	3	9
60	7	10
90	13	11
150	18	14
180	19	15
240	21	17
300	22	19
360	23	20

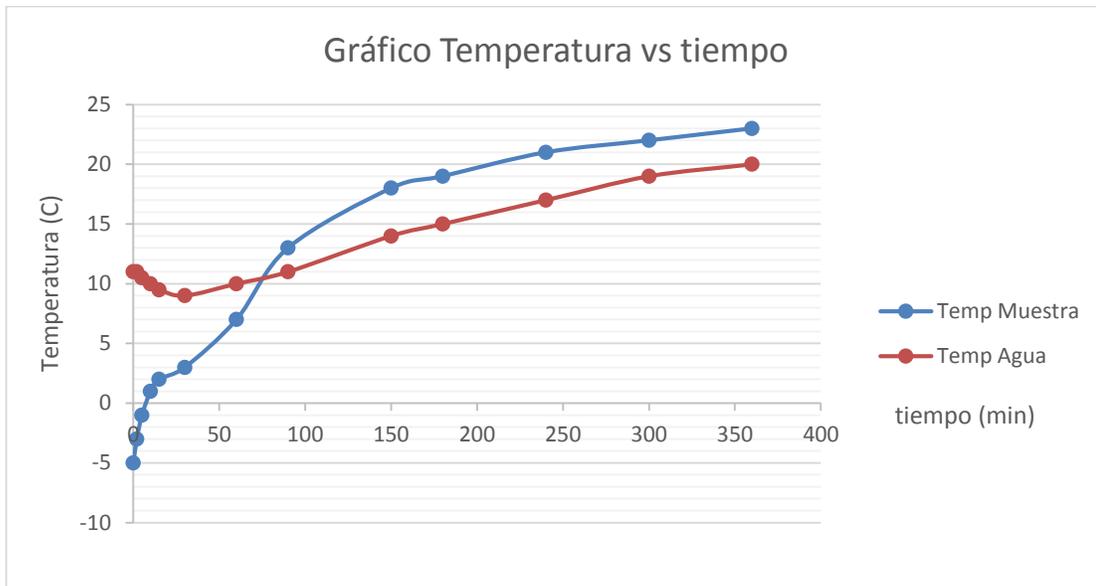


Gráfico 6: Descongelación Quibor

4.3.3.- Muestra Charallave

Tabla 8: Descongelación Charallave

Cambio de temperatura: Charallave		
tiempo	temp probeta	temp agua
0	-4	11
2	-2	11
5	0	10
10	2	9,5
15	3	9,5
30	4	9,5
60	8	11
90	12	12
150	17	15
180	18	16
240	20	18
300	21	19
360	22	20



Gráfico 7: Descongelación Charallave

Se puede observar fácilmente que no existe mayor diferencia en el tiempo que tomaron en descongelarse las muestras. Las muestras se congelaron a una humedad próxima al límite líquido, y como se puede observar, la menor temperatura de congelamiento la alcanzó la probeta de Barinas (-7 °C), la cual es la que tiene mayor contenido de humedad, mientras que la mayor temperatura de congelamiento (-4 °C) la tuvo la muestra de Charallave, la cual tiene menor contenido de humedad. Finalmente, se estableció que el tiempo que se debe esperar para proceder con un ensayo triaxial con muestras armadas por el método de congelación está entre 100 y 130 minutos, para alcanzar entre 10 y 15 °C.

4.4.- PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE.

Se determinaron parámetros utilizados en la mecánica de suelos crítica para definir la resistencia al corte de las diferentes muestras, en gran parte para dar otro enfoque al generalmente usado método de Mohr-Coulomb, además que en los gráficos que se utilizan en la mecánica de suelos crítica se puede apreciar con mayor facilidad los diferentes estados en los que se puede encontrar un determinado suelo.

4.4.1.- Muestra Charallave

Tabla 9: Datos iniciales para ensayo triaxial. Muestra Charallave

Datos iniciales de la muestra a ensayar	
Diámetro (cm)	5,06
Altura (cm)	10,00
Peso (gr)	330,2
Humedad (%)	52,10
Área inicial de la muestra (cm ²)	20,11
Volumen de la muestra (cm ³)	201,09
Gravedad específica	2,65
Densidad húmeda (gr/cm ³)	1,64
Densidad seca (gr/cm ³)	1,08
Relación de vacíos	1,45
Humedad de Saturación (%)	54,89
Volumen específico	2,45

Tabla 10: Resultados ensayo triaxial CIU Multifase. Muestra Charallave

	p'	q	e	v
	kg/cm ²	kg/cm ²		
FASE 1	0,40	0,28	0,902	1,902
FASE 2	0,92	0,64	0,859	1,859
FASE 3	1,84	1,26	0,819	1,819

Tabla 11: Parámetros de resistencia al corte. Muestra Charallave

M	φ (°)	γ	λ
0,68	17,85	2,00	0,06

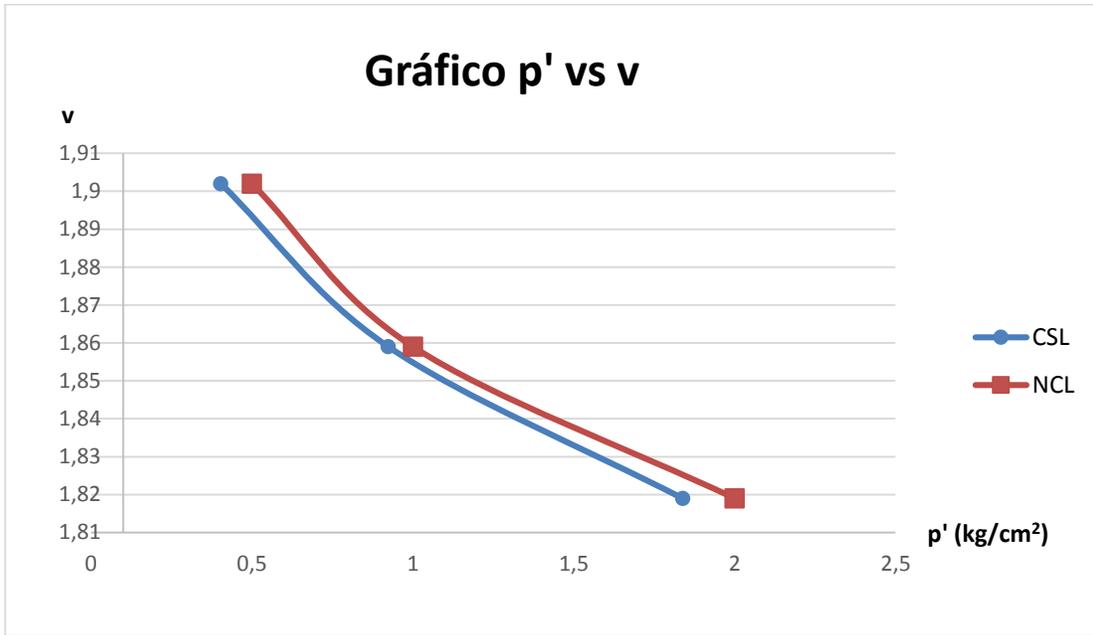


Gráfico 8: Variación del volumen aparente en función de la presión efectiva. Muestra Charallave

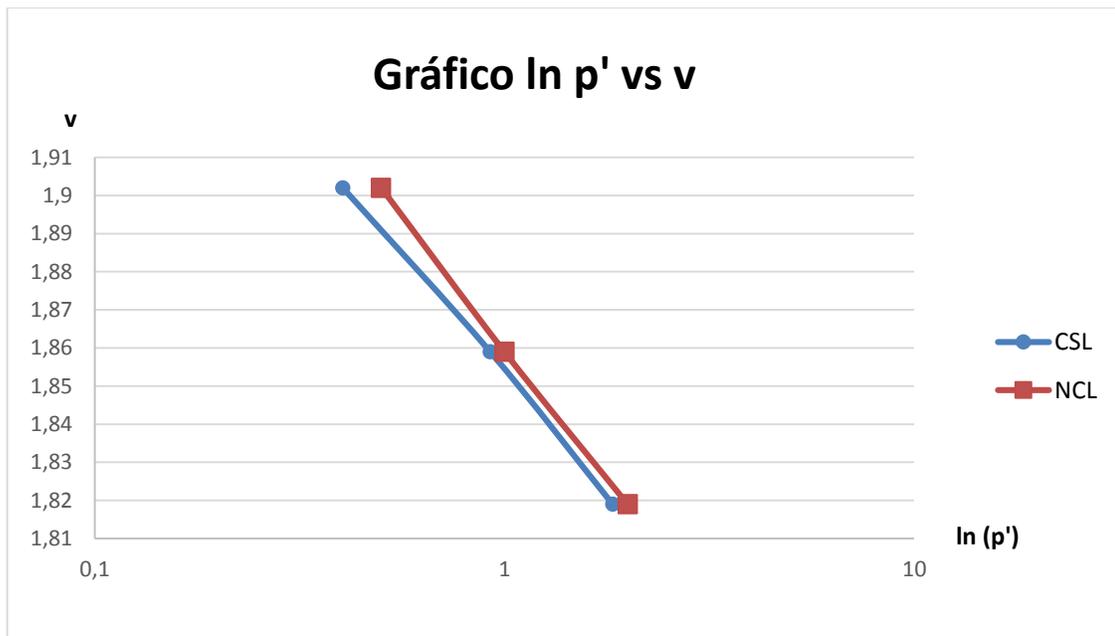


Gráfico 9: Línea estado crítico en espacio ln p'-v. Muestra Charallave

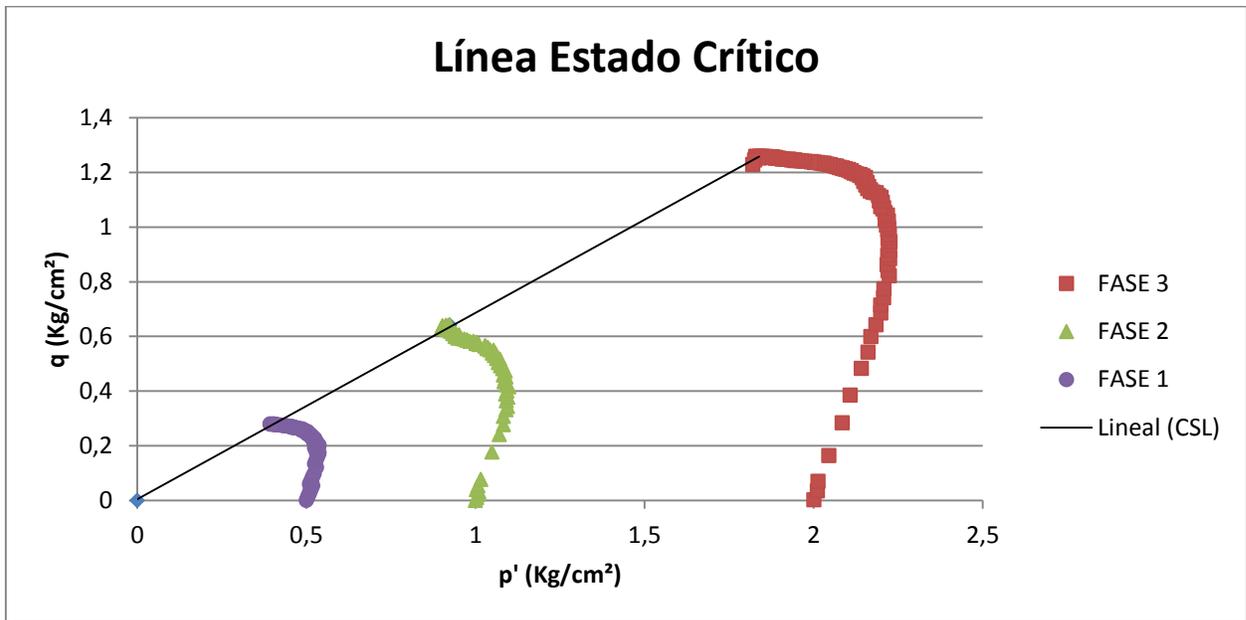


Gráfico 10: Línea estado crítico en diagrama p' - q . Muestra Charallave



Gráfico 11: Esfuerzo Desviador - Deformación – Multifase. Muestra Charallave

4.4.2.- Muestra Quibor

Tabla 12: Datos iniciales para ensayo triaxial. Muestra Quibor

Datos iniciales de la muestra a ensayar	
Diámetro (cm)	5,03
Altura (cm)	10,00
Peso (gr)	334
Humedad (%)	46,18
Área inicial de la muestra (cm ²)	19,87
Volumen de la muestra (cm ³)	198,78
Gravedad específica	2,69
Densidad húmeda (gr/cm ³)	1,68
Densidad seca (gr/cm ³)	1,15
Relación de vacíos	1,34
Humedad de Saturación (%)	49,82
Volumen específico	2,34

Tabla 13: Resultados ensayo triaxial CIU Multifase. Muestra Quibor

	p'	q	e	v
	kg/cm ²	kg/cm ²		
FASE 1	0,41	0,29	1,22	2,22
FASE 2	0,88	0,64	1,14	2,14
FASE 3	1,72	1,33	1,06	2,06

Tabla 14: Parámetros de resistencia al corte. Muestra Quibor

M	φ (°)	γ	λ
0,775	20,07	2,43	0,118

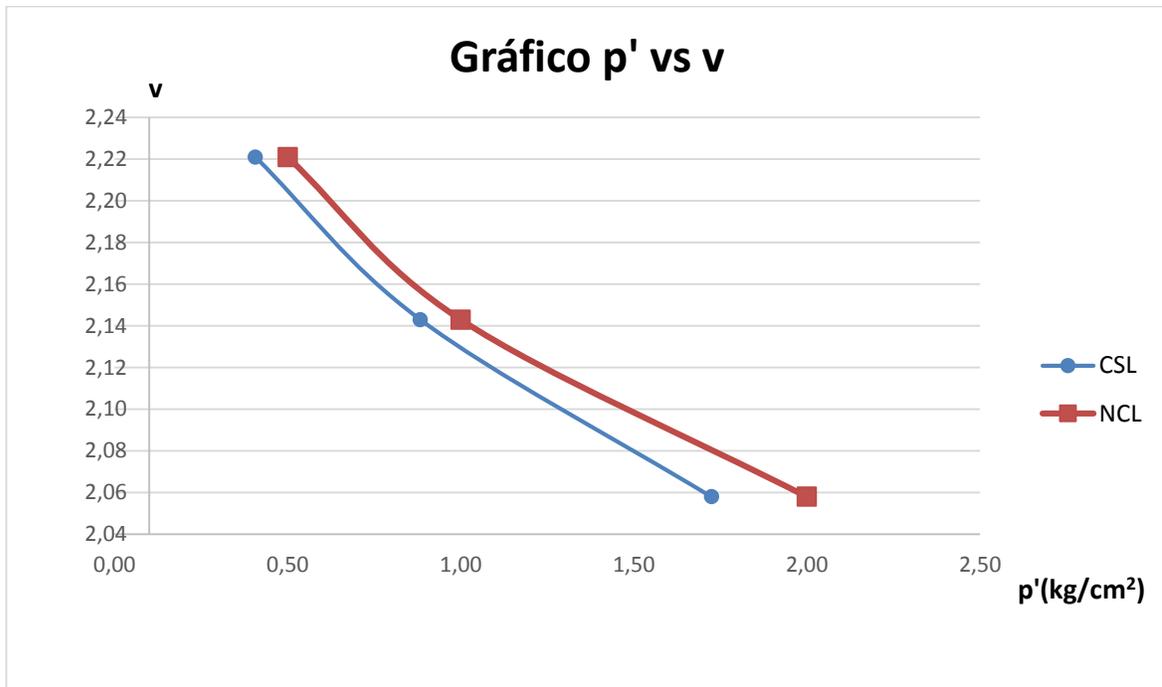


Gráfico 12: Variación del volumen aparente en función de la presión efectiva. Muestra Quibor

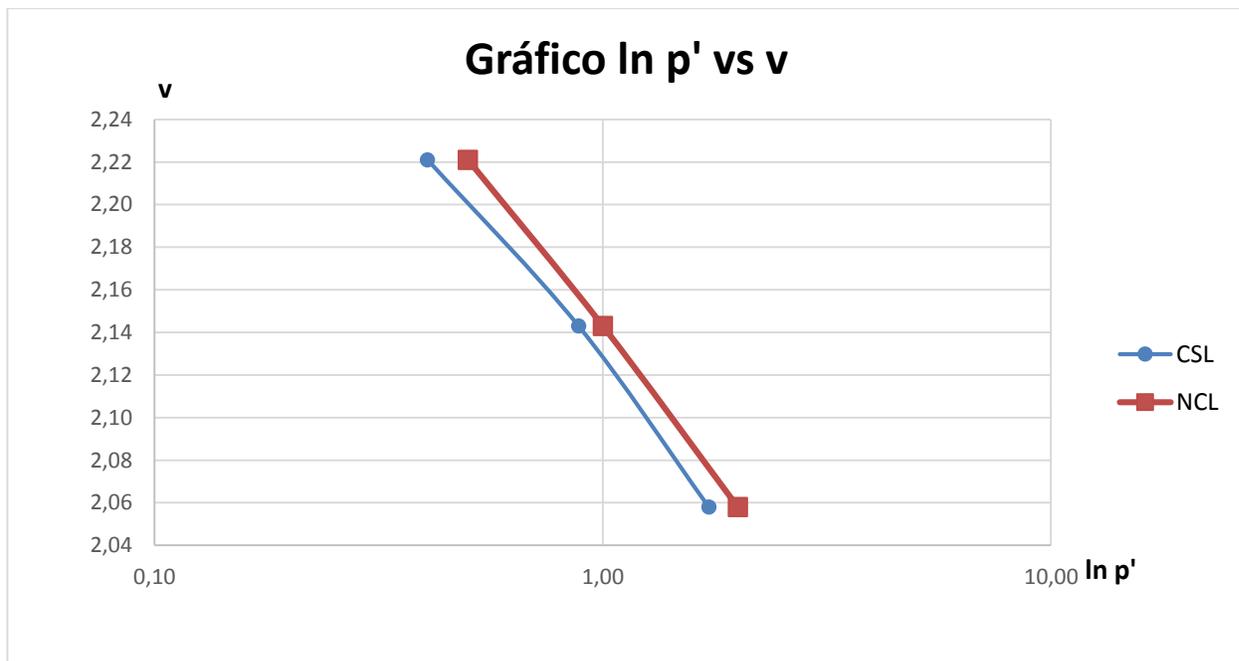


Gráfico 13: Línea estado crítico en espacio ln p'-v. Muestra Quibor

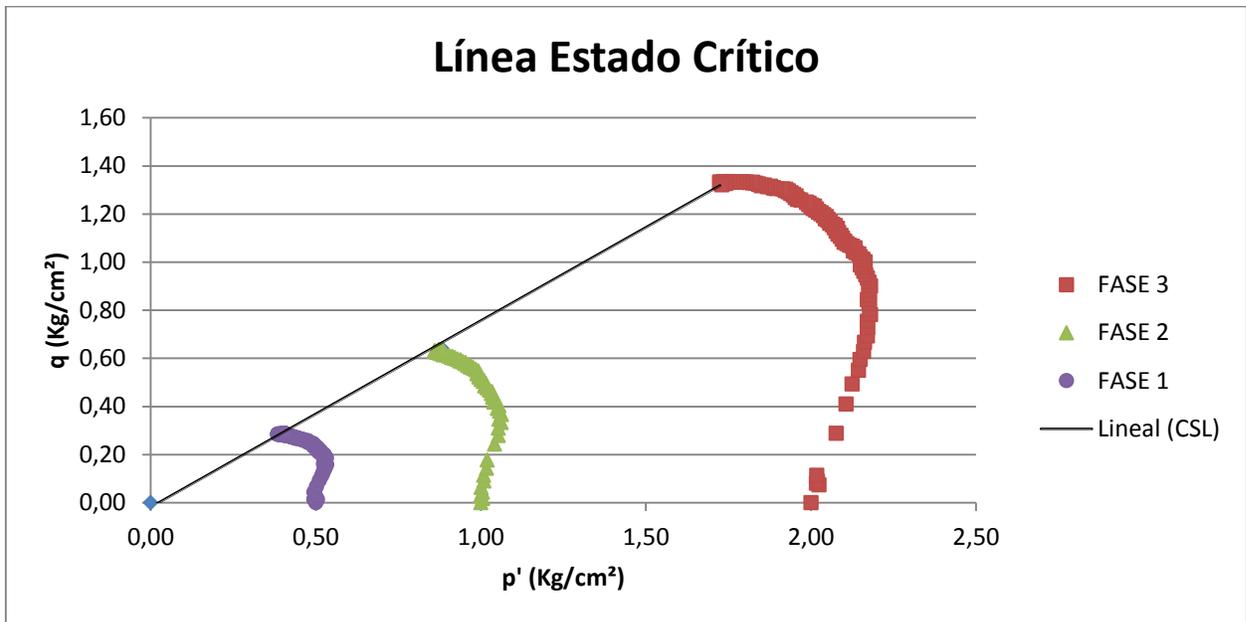


Gráfico 14: Línea estado crítico en diagrama p' - q . Muestra Quibor



Gráfico 15: Esfuerzo Desviador - Deformación – Multifase. Muestra Quibor

4.4.3.- Muestra Barinas

Tabla 15: Datos iniciales para ensayo triaxial. Muestra Barinas

Datos iniciales de la muestra a ensayar	
Diámetro (cm)	5,04
Altura (cm)	10,01
Peso (gr)	314
Humedad (%)	56,36
Área inicial de la muestra (cm ²)	19,93
Volumen de la muestra (cm ³)	199,44
Gravedad específica	2,66
Densidad húmeda (gr/cm ³)	1,57
Densidad seca (gr/cm ³)	1,01
Relación de vacíos	1,64
Humedad de Saturación (%)	61,72
Volumen específico	2,64

Tabla 16: Resultados ensayo triaxial CIU Multifase. Muestra Barinas

	p'	q	e	v
	kg/cm ²	kg/cm ²		
FASE 1	0,36	0,12	1,556	2,556
FASE 2	0,83	0,24	1,440	2,440
FASE 3	1,82	0,54	1,317	2,317

Tabla 17: Parámetros de resistencia al corte. Muestra Barinas

M	φ (°)	γ	λ
0,296	8,11	2,81	0,172

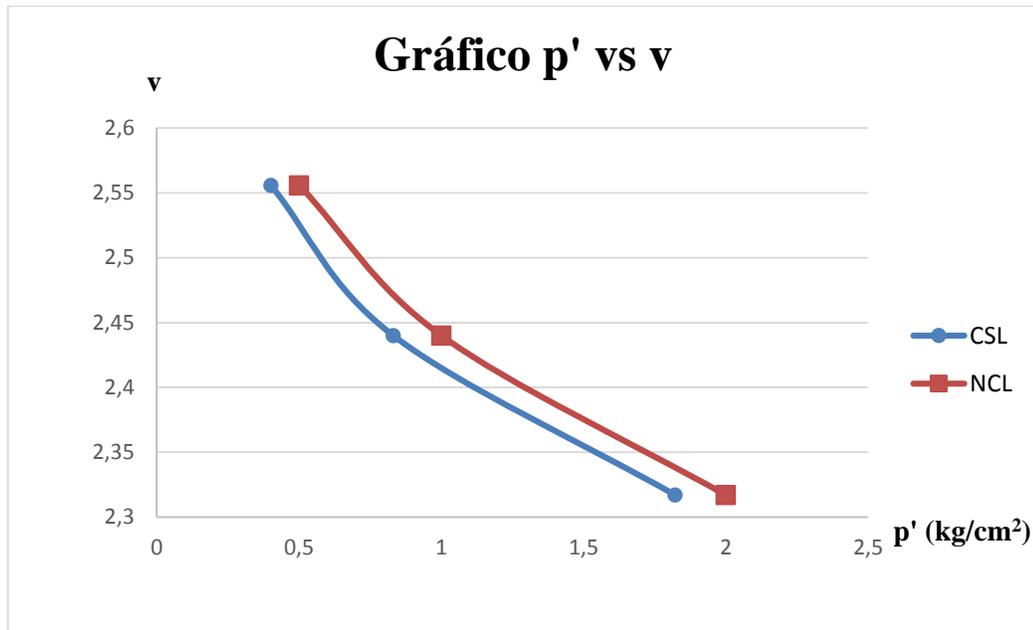


Gráfico 16: Variación del volumen aparente en función de la presión efectiva. Muestra Barinas

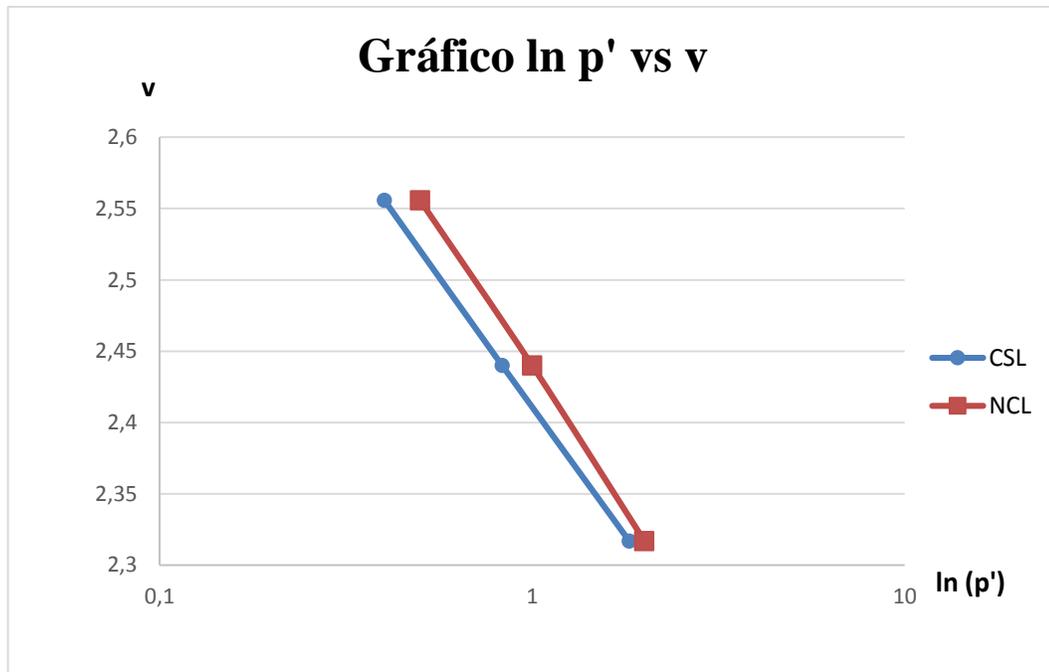


Gráfico 17: Línea estado crítico en espacio ln p'-v. Muestra Barinas

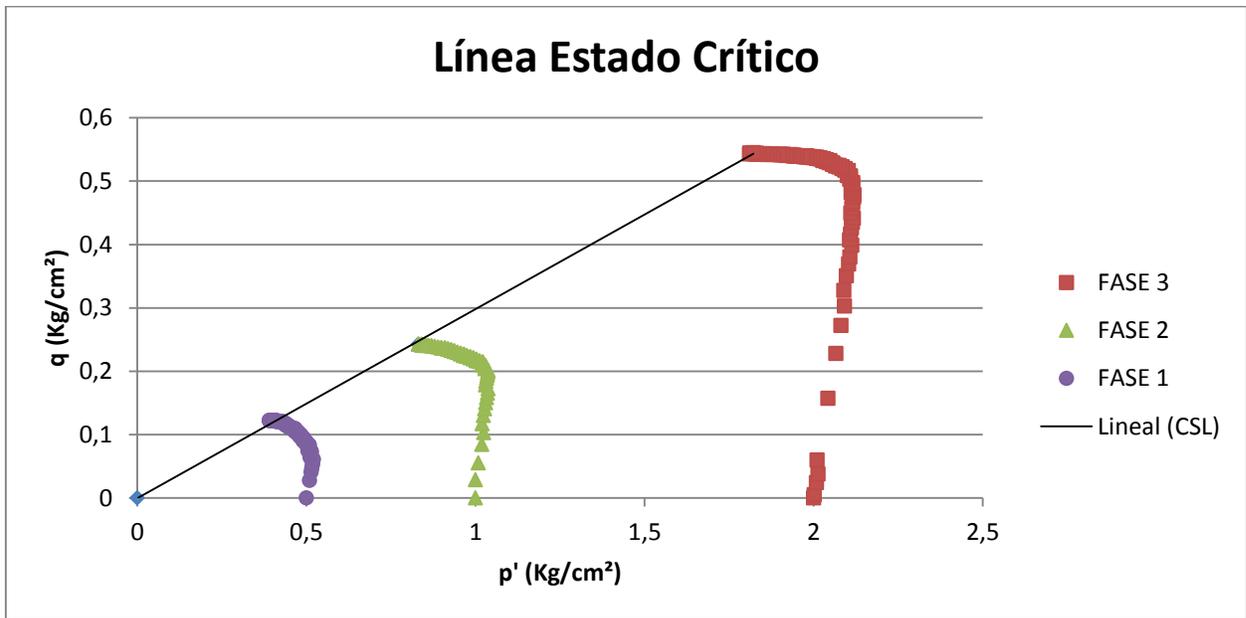


Gráfico 18: Línea estado crítico en diagrama p' - q . Muestra Barinas



Gráfico 19: Esfuerzo Desviador - Deformación - Multifase. Muestra Barinas

Se puede observar en la gráfica de $\ln p' - v$ que tanto la línea de consolidación normal, como la línea de estado crítico tienden a cierto paralelismo, fenómeno que se esperaba que ocurriera puesto que así está documentado en la bibliografía, cosa que también ocurre entre las curvas que se presentan en los gráficos de $p' - v$.

En las tres muestras ocurre un aumento brusco de la presión de poros en la tercera fase de los ensayos triaxial, motivado por la gran deformación acumulada que ya tienen las muestras de las dos fases anteriores. También se observa que, para las tres muestras, aparentemente la trayectoria de esfuerzos pasara de largo a la línea de estado crítico, esto puede deberse al alto ruido que presenta el transductor de carga sobre todo en mediciones de fuerzas relativamente bajas.

De las tres muestras, la que presenta el menor ángulo de fricción interna es la muestra proveniente de Barinas, la cual a su vez es la muestra que tiene mayor límite líquido e índice de plasticidad. El esfuerzo desviador alcanzado por dicha muestra alcanzó poco menos de la mitad del que logran alcanzar las muestras de Quibor y Charallave.

Tabla 18: Tabla resumen de presiones de falla y volumen específico

QUIBOR			BARINAS			CHARALLAVE		
p'	p'	v	p'	p'	v	p'	p'	v
lb/in ²	kg/cm ²		lb/in ²	kg/cm ²		lb/in ²	kg/cm ²	
5,78	0,41	2,221	5,12743	0,3605	2,556	5,73	0,40	1,902
12,56	0,88	2,143	11,808	0,8302	2,440	13,14	0,92	1,859
24,53	1,72	2,058	25,8858	1,82	2,317	26,15	1,84	1,819

Tabla 19: Tabla resumen de suelos ensayados en la bibliografía

p	p	KLEIN BELT	KAOLIN	LONDON	WIENER	WEALD
kg/cm ²	lb/in ²	v	v	v	v	v
0,07	1,00	4	3,25	2,45	2,15	1,9
0,70	10,00	3,14	2,66	2,09	1,83	1,7
7,03	100,00	2,35	2,065	1,7	1,558	1,48
70,31	1000,00	1,62	1,47	1,31	1,29	1,28

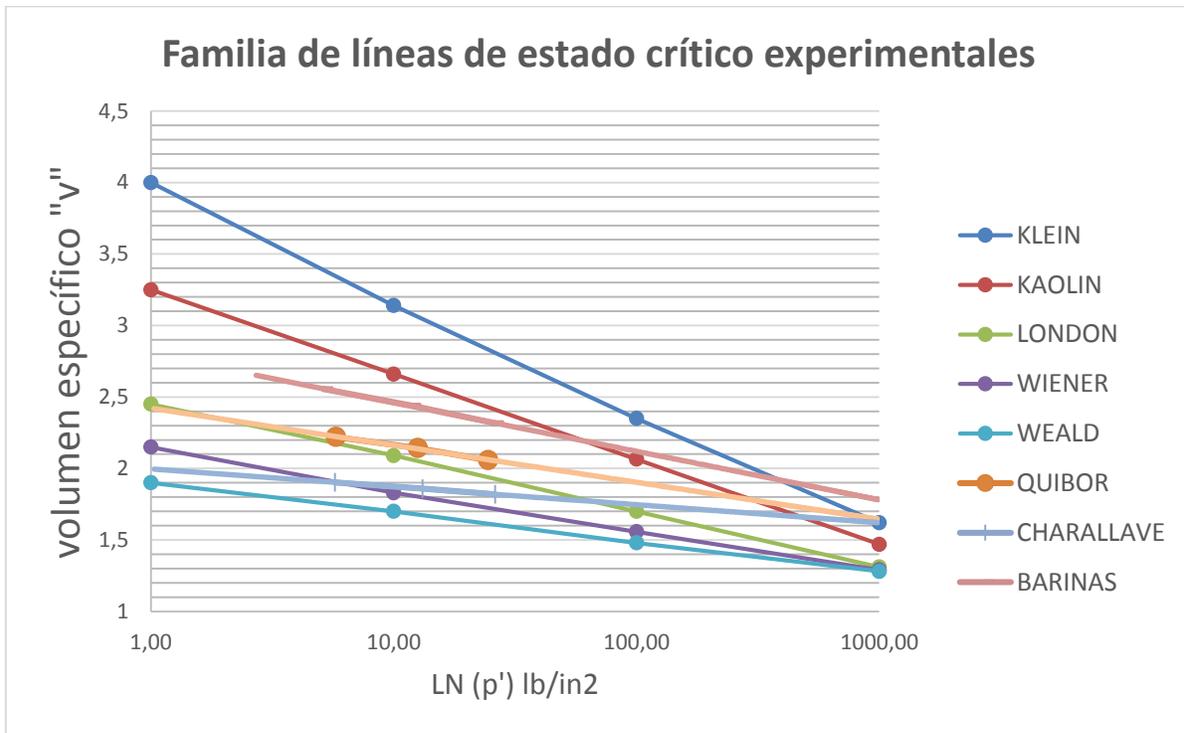


Gráfico 20: Líneas de la bibliografía y líneas de muestras ensayadas

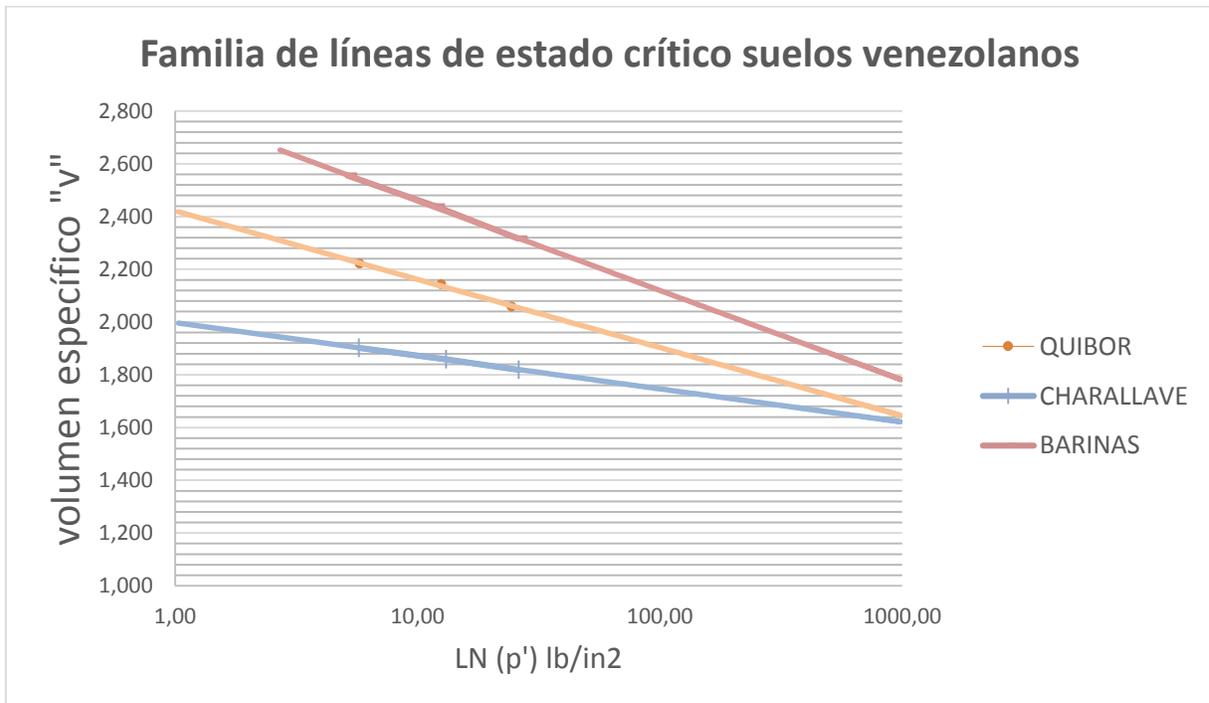


Gráfico 21: Familia de CSL para suelos venezolanos

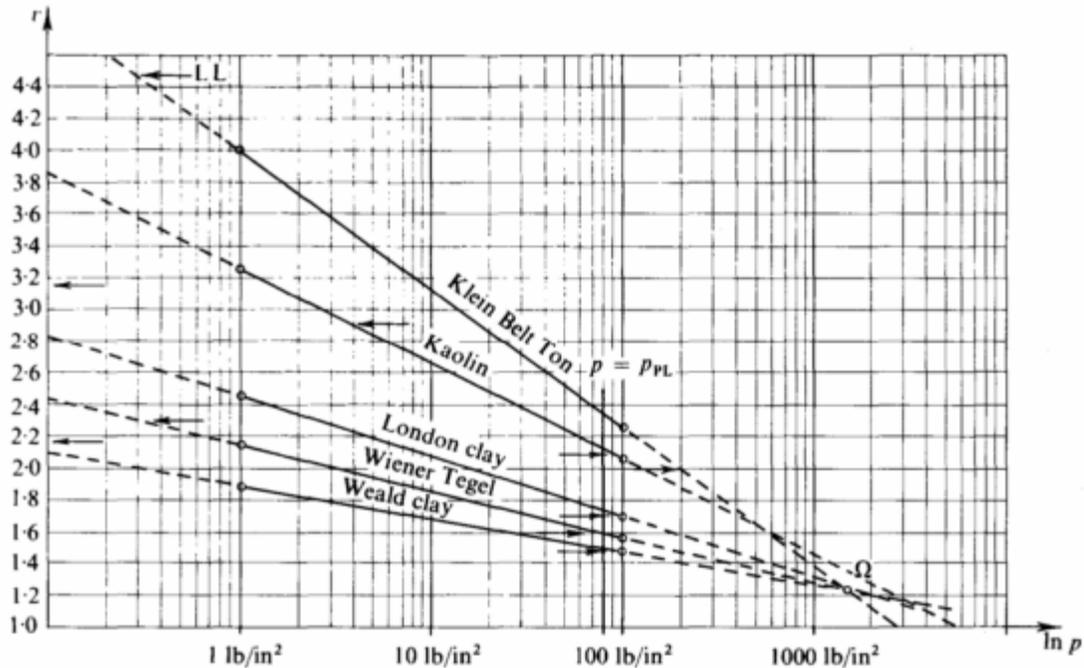


Gráfico 22: Familia de CSL experimentales en la bibliografía

Tabla 20: Tabla resumen de parámetros en bibliografía y obtenidos en ensayos.

	KLEIN BELT	WIENER	LONDON	WEALD	KAOLIN	CHARALLAVE	QUIBOR	BARINAS
M	0,845	1,01	0,888	0,95	1,02	0,68	0,775	0,298
ϕ	21,74	25,61	22,75	24,21	25,84	17,78	20,07	8,16
λ	0,356	0,122	0,161	0,093	0,26	0,06	0,118	0,172
r	3,99	2,13	2,448	1,88	3,265	2,81	2,47	2
LL	1,27	0,47	0,78	0,43	0,74	0,44	0,49	0,63
LP	0,36	0,22	0,26	0,18	0,42	0,25	0,26	0,29
IP	0,91	0,25	0,52	0,25	0,32	0,19	0,23	0,34

Se puede apreciar en el gráfico 17, que las rectas de los suelos venezolanos tienen un comportamiento parecido al de los suelos estudiados en Cambridge.

De la tabla 20 se aprecia que parámetros de resistencia al corte obtenidos para los suelos ensayados, reportan valores ligeramente por debajo de los que se encuentran en la bibliografía en lo que se refiere al parámetro M y, por consiguiente, el del ángulo de fricción interna. En lo que se refiere a los parámetros característicos de cada suelo “r” y “ λ ”, los valores obtenidos están dentro de los rangos manejados por la bibliografía, siendo el valor de la pendiente de la recta de consolidación

“ λ ” en el plano $\ln p'$ - v para el suelo de Charallave el único que se encuentra alejado de los establecidos en la bibliografía y de los obtenidos en los otros dos ensayos.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES

Este trabajo de investigación introduce una serie de conocimientos referentes al cálculo de los parámetros de la resistencia al corte que es poco habitual en Venezuela, principalmente porque no se da en ninguna materia del pensum de ingeniería civil de la UCAB y probablemente de ninguna otra universidad del país, al menos en lo que a programas de estudio de pregrado se refiere.

Con el uso de la mecánica de suelos crítica, se pueden obtener parámetros que pueden resultar de gran ayuda para el diseño de obras que pudiesen resultar imposibles o complicadas si se realizaran simples análisis condicionados a ensayos de corte directo o a una simple envolvente de falla, esto es posible gracias a la medición de las presiones de poro aunado a los gráficos de trayectorias de esfuerzos y volumen específico-presión efectiva.

La investigación planteada en este trabajo especial de grado fue concebida pensando en el desarrollo de estructuras principalmente en zonas costeras y lacustres donde los materiales que componen el subsuelo presentan las características típicas de suelos blandos, el cual no era posible ensayar en el equipo triaxial dadas las complicaciones de lograr colocar dentro de la cámara una muestra que conservara las dimensiones establecidas por la norma del ensayo hasta que se le aplicara una determinada carga. Se logró dar solución a este problema con el desarrollo de dos métodos de armado de probetas los cuales se exponen en el capítulo III.

Cada método tiene ventajas y desventajas respecto del otro, las cuales se exponen a continuación luego de haber empleado ambos para el armado de probetas.

Método de congelación

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none">• Permite medir diámetro y altura.• Permite pesar la muestra directamente.• Colocar el papel filtro lateral se realiza fácilmente.	<ul style="list-style-type: none">• Se pierde tiempo mientras se espera la congelación de la probeta.• Es fácil que la muestra pierda humedad si no se trabaja rápidamente.

	<ul style="list-style-type: none"> • También se pierde tiempo luego del montaje, esperando que la muestra se descongele. • Se desconoce el efecto de si al congelar y descongelar las muestras genera algún cambio respecto a densidades o el acomodo de las partículas.
--	--

Método de armado directo

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> • No se pierde humedad en la manipulación de la muestra durante el montaje. • La humedad se toma durante el armado de la muestra. • No se pierde tiempo en actividades previas o posteriores al montaje. • El armado de la muestra se basa en otros métodos que ya están normados. 	<ul style="list-style-type: none"> • No permite medir diámetro ni altura. • No permite pesar la muestra directamente. • Puede estropear la membrana si no se tiene cuidado. • Colocar el papel filtro lateral resulta una tarea bastante complicada.

En este trabajo especial de grado se trabajó con el armado de probetas por el método directo, motivado por la incertidumbre de los problemas que puede o no generar el efecto del congelamiento en los suelos, además que el método directo sigue un patrón parecido a otros métodos de armado de probetas normados internacionalmente como el Harvard miniatura.

El método de calibración del transductor diferencial de variación línea (LVDT por sus siglas en ingles), resultó bastante practico y preciso, ya que, al hacer una corrida de un extremo al otro del equipo de cambio volumétrico, se obtuvo el volumen total que puede ser medido sin tener que cambiar la dirección del flujo, siendo el valor obtenido igual al único valor que se encuentra en el documento que viene de fábrica con el aparato.

Tanto los valores de las pendientes de las CSL como el resto de parámetros de resistencia al corte obtenidos para los suelos venezolanos están dentro de los rangos que se manejan en la bibliografía, por lo que el método de montaje de probetas planteado y utilizado dentro de la investigación desarrollada en este trabajo especial de grado puede ser empleado en investigaciones posteriores siempre y cuando se siga fielmente las directrices que en él se exponen.

En esta investigación no fue posible analizar la influencia de los laboratoristas en la manipulación de muestras, motivado a que en el país no existe una escuela específica que los forme y que pudiese establecer un criterio único en el proceder de los ensayos, los laboratoristas de suelos que están en el país son formados por ingenieros especialistas en geotecnia que tienen una amplia experiencia laboral y quienes además para un mismo tema pueden tener criterios muy diferentes uno de otro, criterios que luego son transmitidos a las personas que forman. Sin embargo, la lógica sugiere que el efecto que puede tener la manipulación indebida de los laboratoristas en los ensayos de suelos, tendrá menor impacto mientras la persona que ejecuta el ensayo tenga la mínima interacción posible con el equipo empleado para el desarrollo del ensayo y se limite a seguir lo más fiel posible los procesos normados o estandarizados.

Lo anterior viene ligado a que la reproducibilidad está íntimamente ligada a la precisión, y esta última está atada al uso adecuado de las especificaciones de los ensayos, para de esta manera puedan ser comparables los resultados obtenidos a pesar de que quienes están haciendo los ensayos tengan criterios diferentes.

El uso de la técnica multifase es una referencia a tener en cuenta para investigaciones futuras por cuanto los ahorros que permite en cuanto a tiempo, material de suelo y membranas a ser utilizadas, sin embargo, hay que tener cuidado en su correcta aplicación, teniendo cuidado de no llevar las probetas a la falla, dejando en ese caso a la muestra inservible para las fases posteriores. Solo se puede llevar la muestra a la falla cuando se esté desarrollando la última fase que se tenga planeada para dicha probeta.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda continuar la presente investigación con el uso del método de congelación, con el fin de analizar si existe o no una verdadera influencia de este fenómeno sobre los resultados finales del ensayo, esto motivado principalmente a que con el método de congelación es posible tomar las dimensiones y peso de las probetas directamente.
- Se sugiere con gran hincapié hacer uso adecuado de las especificaciones para cualquier ensayo que se encuentre normado, ya que de esto depende las posibles comparaciones posteriores con diferentes investigaciones o publicaciones que traten el mismo tema.
- Es conveniente realizar siempre un purgado de las tuberías del sistema triaxial, previo a iniciar un ensayo.
- Realizar calibraciones programadas en los diferentes transductores del laboratorio de Centeno Rodríguez & Asociados y de cualquiera otro laboratorio en general, ya que, con las deficiencias constantes en el sistema eléctrico, es altamente probable que los equipos pierdan sus configuraciones.
- Incorporar al estudio un mayor número de muestras de diferentes zonas del país con el fin de llevar toda la data de los suelos blandos en Venezuela a un sistema cartográfico.
- Hacer chequeo de las membranas a usar que no estén vencidas o en malas condiciones, puesto que esto puede traer como consecuencia la entrada de agua a las probetas durante los ensayos, lo cual generaría una alteración en los resultados.
- Desarrollar una herramienta para el armado de los suelos arcillosos con humedades cercanas al límite líquido, ya que, al usar una herramienta metálica, es muy probable que en algún momento se pueda quedar pegada a la probeta durante el armado de la misma.

- Se recomienda ampliamente el uso de la técnica multifase para ensayos triaxiales, dado que mitiga en gran parte varias desventajas del ensayo triaxial, como lo son el tiempo de ejecución y el alto costo que tiene el mismo.

BIBLIOGRAFÍA

Libros y publicaciones

- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1960). Research Conference of Shear Strength of Cohesive Soils. University of Colorado, Boulder, Colorado.
- BISHOP AND HENKEL, The Triaxial Test, Imperial College, Londres.
- CENTENO WERNER, ROBERTO (2006). Notas de clases del curso de postgrado sobre mecánica de suelos avanzada. Departamento de ingeniería vial de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela. Venezuela.
- D.G. FREDLUND & H. RAHARDJO (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Sons, Inc. 1st Edition. Canada.
- J.A.R. ORTIGAO (1995). Soil Mechanics in the Light of Critical States Theories. RC Press; 1st Edition. Rotterdam.
- LAMBE WILLIAN (1960). Soil Testing for Engineers. The Massachusetts Institute of Technology. New York. John Wiley & Sons, Inc.
- TEJEDOR LINARES, ANTONIO (2014). Comportamiento Triaxial Consolidado – no drenado de la margas azul de Guadalquivir con el uso de modelos elastoplásticos y elementos finitos. Universidad de Sevilla, Sevilla, España.
- DAY ROBERT (2012). Geotechnical Engineer's Portable Handbook, segunda edición, McGraw-Hill. Estados Unidos.

Páginas web

- LEDESMA, OSVALDO (2007), Calibración del Cam Clay para los suelos del postpampeano. Trabajo de Grado de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina. <http://materias.fi.uba.ar/6408/Ledesma%20-%20Informe%201.pdf>

- LEONI, AUGUSTO, Introducción al Estado Crítico en Suelos. http://www.ing.unlp.edu.ar/catedras/C0124/descargar.php?doc=root0_Capitulo2Modelod eestadocriticoensuelos.pdf
- JACOME, JESUS (2006), Velocidad de deformación y estado crítico en suelos blandos. Tesis de Maestría, Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia. https://www.academia.edu/8454832/Tesis_de_maestr%C3%ADa_en_Ingenier%C3%ADa
- FERNANDA MARIA, PESANTEZ ORLANDO (2015). Estudio comparativo entre las envolventes efectivas obtenidas con ensayos triaxiales consolidado drenado y consolidado no drenado, con medición de presión de poros, en suelos compactados saturados de la presa Chojampe 2 de la provincia de los Ríos. Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/23058>
- MOREIRA ALLAN (2013). Implementación de la técnica multietapa en el ensayo de compresión triaxial. Tesis de Grado de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, Costa Rica. <http://repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/handle/123456789/3107>

ANEXOS

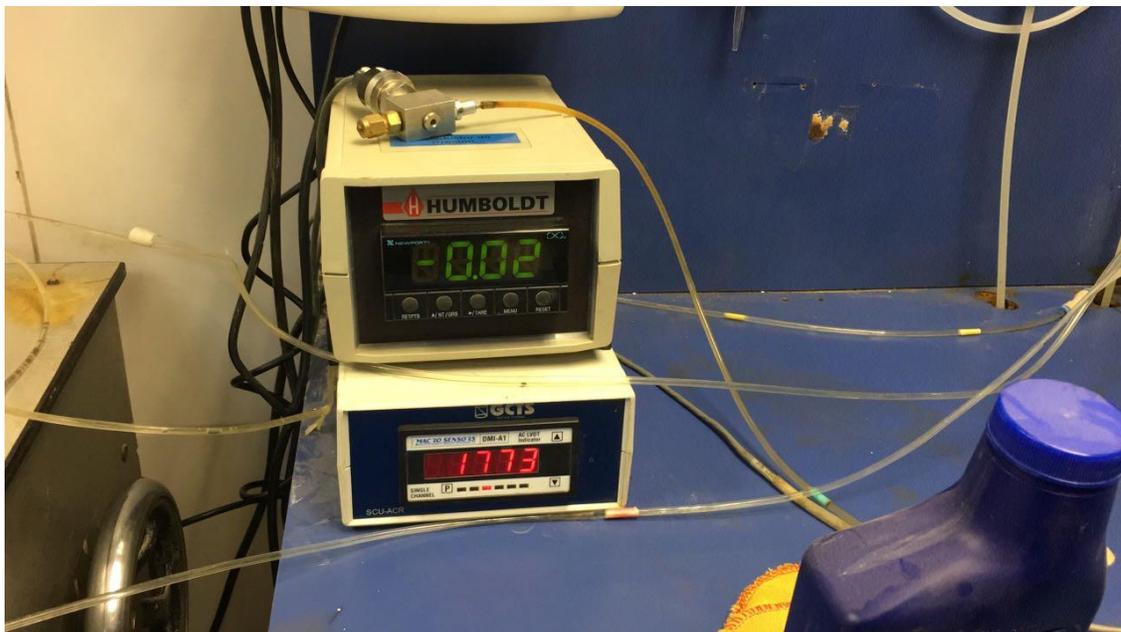
MEMORIA FOTOGRÁFICA

Muestras ensayadas



Fuente: el autor

Transductores: arriba presión de poros, abajo CV



Fuente: el autor

Pistones de carga y pesas para aumentar presión.



Fuente: el autor

Equipo de cambio volumétrico.



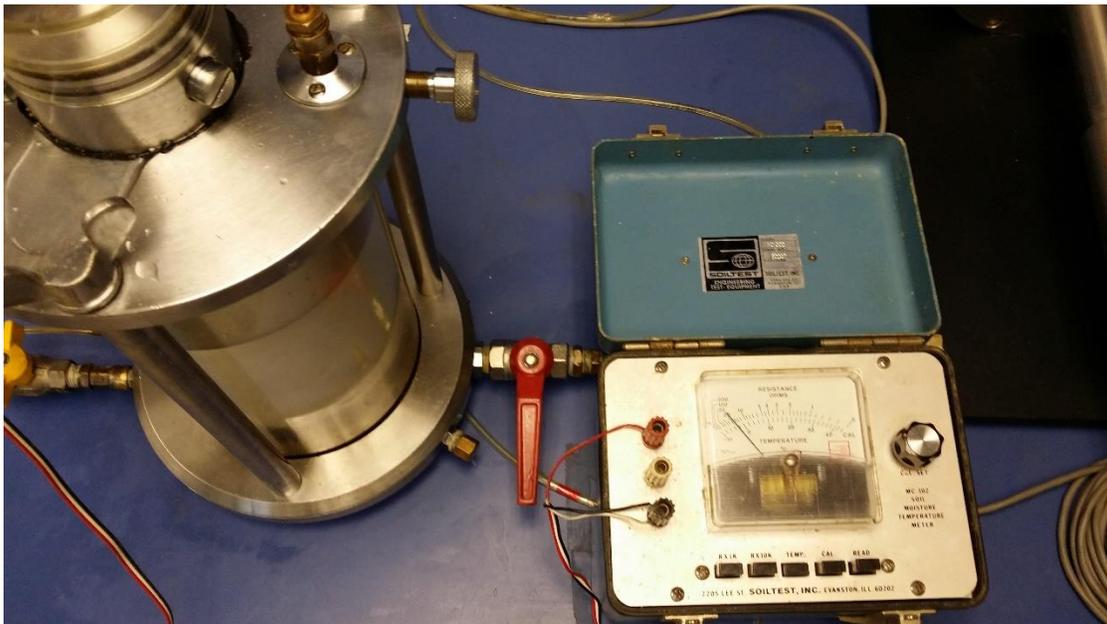
Fuente: el autor

Trabajo de reparación de fuga en volante de contrapresión.



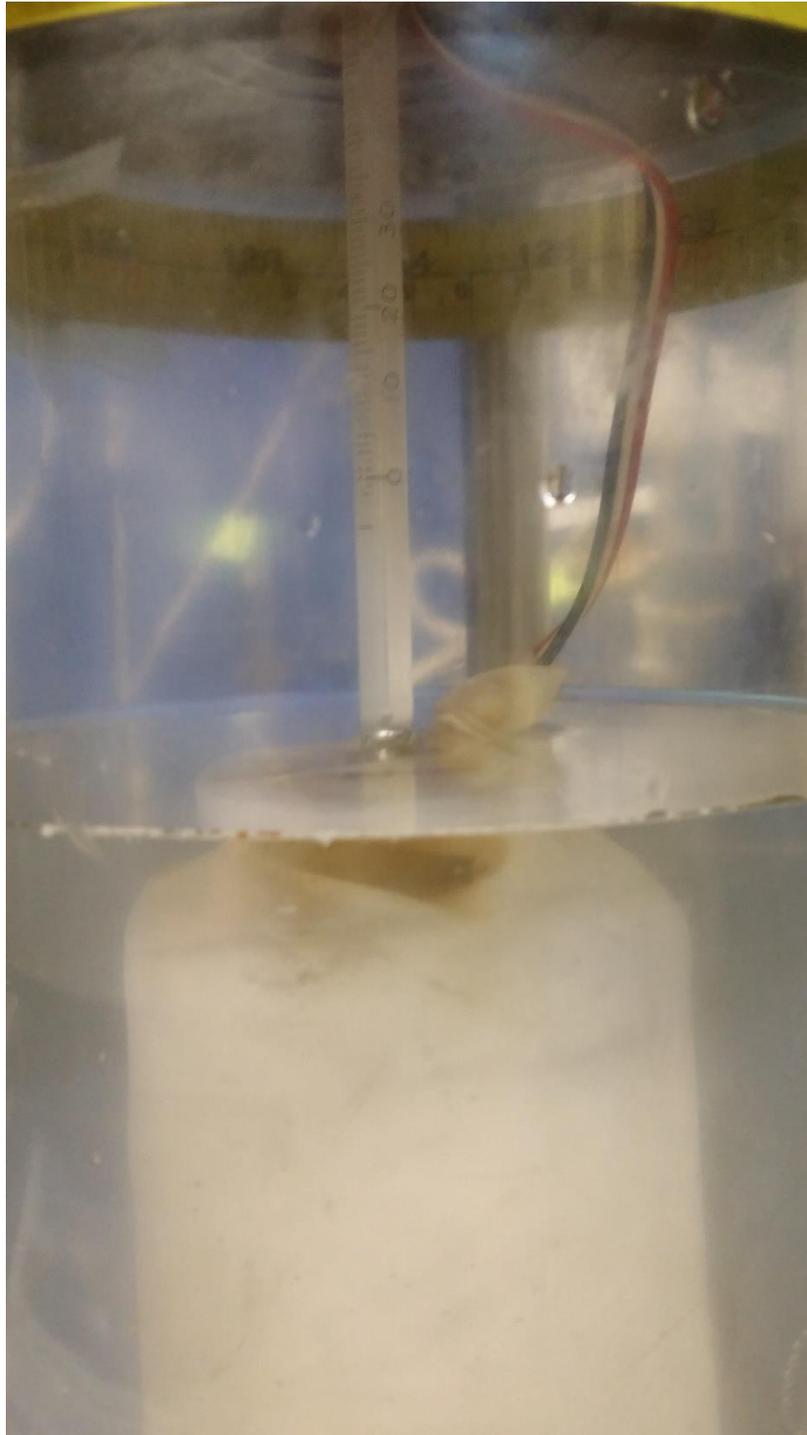
Fuente: el autor

Equipo para medir temperatura interna de muestras congeladas



Fuente: el autor

Prueba de descongelación, se aprecia termómetro para medir temperatura del agua



Fuente: el autor

Secuencia de fotos de montaje de muestras congeladas

Muestra de suelo congelada



Fuente: el autor

Se coloca papel filtro, piedra porosa superior y cabezal



Fuente: el autor

Se coloca la membrana y las gomas en ambos extremos.



Fuente: el autor

Se coloca la parte superior de la cámara triaxial y se coloca el vástago en posición



Fuente: el autor

Secuencia de fotos de montaje directo de muestras

Se coloca la piedra porosa de la base y el papel filtro



Fuente: el autor

Se coloca la membrana y el soporte para el molde partido y el molde partido sujetado por una abrazadera



Fuente: el autor

Se inicia el armado de la muestra dentro del molde partido



Fuente: el autor

Se enrasa la muestra



Fuente: el autor

Se coloca el pedestal y las gomas que van sobre éste



Fuente: el autor

Finalmente, se procede a retirar el molde partido para luego colocar la parte superior de la cámara triaxial



Fuente: el autor

Ensayo de Gravedad Específica



Fuente: el autor

Transductor de carga



Fuente: el autor

Muestra colocada en su lugar para proceder con el ensayo triaxial



Fuente: el autor

Muestra en tercera y última fase de ensayo triaxial



Fuente: el autor

Mesa preparada para el armado de probeta por método directo

