



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE CORTE EN SUELOS
COHESIVOS SATURADOS, MEDIANTE PRUEBAS DE COMPRESIÓN
TRIAxIAL: CONSOLIDADO NO DRENADO Y CONSOLIDADO DRENADO**

Ileana Felicia Pierri Palma

Asesorado por el Ing. Omar Enrique Medrano Méndez

Guatemala, noviembre de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE CORTE EN SUELOS
COHESIVOS SATURADOS, MEDIANTE PRUEBAS DE COMPRESIÓN
TRIAxIAL: CONSOLIDADO NO DRENADO Y CONSOLIDADO DRENADO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

|

ILEANA FELICIA PIERRI PALMA

ASESORADO POR EL ING. OMAR ENRIQUE MEDRANO MÉNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Claudio César Castañón Contreras
EXAMINADOR	Ing. Mario Estuardo Arriola Ávila
EXAMINADOR	Ing. José Gabriel Ordóñez Morales
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE CORTE EN SUELOS COHESIVOS SATURADOS, MEDIANTE PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAxIAL: CONSOLIDADO NO DRENADO Y CONSOLIDADO DRENADO

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha abril de 2011.



Ileana Felicia Pierri Palma



Guatemala, 08 de septiembre de 2011.

Ingeniero
Guillermo Melini
Coordinador del Area de Materiales y Construcciones Civiles
Escuela de Ingenieria Civil
Facultad de Ingenieria

Ingeniero Melini:

Luego de un breve saludo, sírvame la presente para informarle que el trabajo de graduación **“EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE CORTE EN SUELOS COHESIVOS SATURADOS, MEDIANTE PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL: CONSOLIDADO DRENADO Y CONSOLIDADO NO DRENADO”**, elaborado por la estudiante Ileana Felicia Pierri Palma, ha sido finalizado a satisfacción y revisado por mi persona.

Sin otro particular, me despido.

Atentamente,



Omar E. Medrano Méndez
Ing. Civil Omar Enrique Medrano Méndez
Colegiado 6842
Jefe de la Sección de Mecánica de Suelos



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
4 de octubre de 2011

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE CORTE EN SUELOS COHESIVOS SATURADOS, MEDIANTE PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL: CONSOLIDADO DRENADO Y CONSOLIDADO NO DRENADO**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Ileana Felicia Pierri Palma, quien contó con la asesoría del Ing. Omar Enrique Medrano Méndez.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Civil Guillermo Francisco Melini Salguero
Coordinador del Área de Materiales y
Construcciones Civiles



FACULTAD DE INGENIERIA
AREA DE MATERIALES Y
CONSTRUCCIONES CIVILES
USAC

/bbdeb.



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Omar Enrique Medrano Méndez y del Coordinador del Área de Materiales y Construcciones Civiles, Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero, al trabajo de graduación de la estudiante Ileana Felicia Pierri Palma, titulado, **EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE CORTE EN SUELOS COHESIVOS SATURADOS, MEDIANTE PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL: CONSOLIDADO DRENADO Y CONSOLIDADO NO DRENADO**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre de 2011.

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE CORTE EN SUELOS COHESIVOS SATURADOS, MEDIANTE PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL: CONSOLIDADO NO DRENADO Y CONSOLIDADO DRENADO**, presentado por la estudiante universitaria **Ileana Felicia Pierri Palma**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, noviembre de 2011



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Fuente de sabiduría, amor y misericordia, siendo mí guía, mi luz y esperanza desde que nací.
- Mis padres** Roberto Otoniel Pierri Ventura e Ileana Maribel Palma Avalos de Pierri.
Porque es incontable todo lo que me han dado y espero que esto sea parte de su alegría.
- Mi hermano** Juan Roberto Pierri Palma.
Deseando que mi logro sea parte de su inspiración para alcanzar todas sus metas.
- Mis abuelos** Juan Alberto Palma Vásquez, Rosaura Avalos Donado, Juan Arturo Pierri Soria (q.e.p.d.) y Magdalena Ventura Revolorio (q.e.p.d.).
Personas que han marcado mi vida de una u otra manera.

Mis tíos

Elsa Dalila, Vilma Yolanda y Oscar Efraín
Palma Avalos y Rosmunda, Juan Arturo y
Luis Ernesto Pierri López.
Por su cariño y aprecio sincero.

Mis primos

Porque esta meta les sirva como incentivo
para luchar por sus sueños.

AGRADECIMIENTOS A:

Mis Amigos	Porque han sido mi motor y mi fuente de alegría, por todos los gratos momentos que hemos vivido, gracias.
La vida	Porque es el sueño que cada día se hace realidad.
Mi asesor	Ing. Omar Enrique Medrano Méndez. Por el apoyo y la perseverancia en este trabajo de graduación.
Profesores	Por ser guías del conocimiento y experiencia.
La Facultad de Ingeniería	Por la adquisición de conocimiento técnico y científico.
La Universidad de San Carlos	Alma mater y segunda casa que me inspiró a culminar esta carrera.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	I
LISTA DE SÍMBOLOS	V
GLOSARIO	VII
RESUMEN.....	IX
OBJETIVOS.....	XI
INTRODUCCIÓN	XIII
1. ANTECEDENTES.....	1
1.1. Reseña histórica de ensayos de compresión	1
2. SUELOS COHESIVOS	5
2.1. Generalidades	5
2.2. Propiedades	6
2.2.1. Plasticidad	6
2.2.2. Dilatancia	7
2.2.3. Tenacidad	7
2.2.4. Resistencia en seco.....	8
2.3. Estados de consistencia	8
3. RESISTENCIA AL CORTE	11
3.1. Esfuerzos efectivos y presión de poro	11
3.2. Parámetros de presión intersticial.....	18
3.3. Fundamentos de la prueba de triaxial.....	21
3.3.1. Esfuerzos en un punto	21
3.3.2. Prueba triaxial	23

3.4.	Descripción de los tipos de ensayos triaxial	26
4.	TIPOS DE ENSAYOS	29
4.1.	Generalidades de la prueba de compresión triaxial	29
4.1.1.	Alcances	29
4.1.2.	Equipo	30
4.2.	Preparación del espécimen	39
4.2.1.	Inalterada.....	39
4.2.1.1.	Equipo a utilizar.....	39
4.2.1.2.	Procedimiento	40
4.2.2.	Remoldeada	41
4.2.2.1.	Equipo a utilizar.....	41
4.2.2.2.	Procedimiento	42
4.3.	Fase de saturación.....	45
4.3.1.	Sistema de drenaje inicialmente seco	45
4.3.2.	Sistema de drenaje inicialmente saturado	47
4.3.3.	Aplicación de contrapresión.....	47
4.4.	Fase de consolidación.....	49
5.	DESARROLLO EXPERIMENTAL	53
5.1.	Procedimiento para desairear el agua potable	53
5.2.	Procedimiento para calibrar el panel	55
5.3.	Procedimiento para colocar la muestra	59
5.4.	Procedimiento para saturar la muestra	63
5.5.	Procedimiento para consolidar la muestra	65
5.6.	Procedimiento para cargar la muestra del ensayo tipo CU	66
5.7.	Ejemplo ilustrativo del ensayo tipo CU	66
5.8.	Procedimiento para cargar la muestra del ensayo tipo CU	75
5.9.	Ejemplo ilustrativo del ensayo tipo CD	75

CONCLUSIONES	85
RECOMENDACIONES	87
BIBLIOGRAFÍA.....	89
APÉNDICES	91

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Mecanismos de los fenómenos de fricción	2
2. Límites de Atterberg	9
3. Efecto de disipación de la presión de poro en el cambio de volumen.....	13
4. Elemento sometido a carga axial para inducción de los parámetros de presión intersticial.....	18
5. Esfuerzos en un elemento diferencial	22
6. Representación de los esfuerzos del círculo de Mohr en un elemento diferencial	23
7. Esquema del equipo de prueba triaxial	24
8. Esfuerzos triaxiales en el espécimen	25
9. Cámara triaxial, pistón y base	31
10. Transductor de deformación vertical	33
11. Tapa y base de la muestra.....	34
12. Piedra porosa diferencial	35
13. Discos de papel filtro.....	36
14. Tiras de papel filtro	36
15. Membranas de látex	37
16. Aros de goma para sellar la muestra	37
17. Tanque desaireador de agua	38
18. Equipo para tallar la muestra	40
19. Equipo para remodelar la muestra.....	41
20. Colocación de láminas de plástico en el molde	42
21. Ensamblaje del molde.....	43

22.	Compactación del espécimen.....	43
23.	Extracción del espécimen del molde	44
24.	Panel Humboldt	53
25.	Conexiones atrás del panel	54
26.	Conexiones al tanque desaireador	54
27.	Válvulas del tanque desaireador	55
28.	Válvulas de celda, base y tapa a presión atmosférica	55
29.	Válvulas de probetas y buretas	56
30.	Válvulas de vacío de celda, base y tapa.....	57
31.	Válvulas de presión de celda, base y tapa	58
32.	Puentes de presión entre celda-base y base-tapa	59
33.	Colocación de la muestra para realizar el ensayo	59
34.	Verificación de vacíos en membrana de látex	60
35.	Colocación de membrana de látex	61
36.	Colocación de aros de goma	61
37.	Ensamblaje del espécimen para realizar el ensayo.....	62
38.	Curva de la fase de consolidación del ensayo tipo CU.....	68
39.	Esfuerzos principales totales del ensayo tipo CU	72
40.	Esfuerzos principales efectivos del ensayo tipo CU	72
41.	Curva de la fase de consolidación del ensayo tipo CD.....	78
42.	Esfuerzos principales efectivos del ensayo tipo CD	82

TABLAS

I.	Designación de las partículas según su tamaño	5
II.	Intervalos generales de los valores del parámetro de presión intersticial o presión de poro A_r	20
III.	Humedad de la muestra para el ensayo triaxial tipo CU	66
IV.	Densidad específica de la muestra para ensayo tipo CU	66

V.	Densidad específica del espécimen del ensayo tipo CU.....	67
VI.	Datos de la fase de saturación del ensayo tipo CU.....	67
VII.	Datos de la fase de consolidación del ensayo tipo CU.....	68
VIII.	Datos de la fase de carga del ensayo tipo CU	69
IX.	Esfuerzos principales del ensayo tipo CU	71
X.	Representación de los resultados del ensayo triaxial tipo CU.....	74
XI.	Humedad de la muestra para el ensayo triaxial tipo CD	76
XII.	Densidad específica de la muestra para ensayo tipo CD	76
XIII.	Densidad específica del espécimen del ensayo tipo CD	77
XIV.	Datos de la fase de saturación del ensayo tipo CD.....	77
XV.	Datos de la fase de consolidación del ensayo tipo CD.....	78
XVI.	Datos de la fase de carga del ensayo tipo CD	79
XVII.	Esfuerzos principales efectivos del ensayo CD.....	81
XVIII.	Representación de los resultados del ensayo tipo CD	83

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Φ	Ángulo de fricción interna
A	Área de la sección paralela al plano de deslizamiento
$\Delta\sigma$	Cambio en el esfuerzo normal total
Δu_e	Cambio en el exceso de presión neutra
ΔV	Cambio en el volumen
Δu	Cambio en la presión intersticial o de poro
$\Delta\sigma_3$	Cambio en la presión total lateral o de confinamiento
$\Delta\sigma_1$	Cambio en la presión total vertical
Δu_d	Cambio que induce el esfuerzo desviador
μ	Coeficiente de fricción entre las superficies en contacto
c	Cohesión aparente
$f(\omega)$	Cohesión para las arcillas saturadas, en función de su contenido de agua.
C_c	Compresibilidad de la estructura del suelo, en el rango de esfuerzo particular considerado

τ	Esfuerzo cortante actuante
s	Esfuerzo cortante actuante máximo
σ'	Esfuerzo efectivo
σ	Esfuerzo normal total
F	Fuerza paralela al plano de deslizamiento
P	Fuerza perpendicular al plano de deslizamiento
u	Presión de poro o intersticial
u_n	Presión neutral en el agua
V	Unidad de volumen del suelo

GLOSARIO

Consolidación anisotrópica	Sucede cuando la consolidación se da en el espécimen por la presión de la celda y la contrapresión.
Consolidación isotrópica	Sucede cuando la consolidación se da en el espécimen solamente por la presión de la celda.
Contrapresión	Es la presión de la base y la tapa que implica la aplicación de un incremento en la presión de la cámara donde se encuentra la muestra, al mismo tiempo que se incrementa la presión intersticial a través de la conexión en la base.
Desairear	Procedimiento que sirve para separar o quitar el aire de un líquido.

RESUMEN

El presente trabajo, contiene los conocimientos necesarios para que la persona interesada en obtener los parámetros de presión de poro y esfuerzos efectivos, tenga una guía teórica y práctica tanto para realizar los ensayos como para calcular dichos valores.

El primer capítulo, expone una reseña histórica del ensayo de compresión triaxial, así como las leyes de la física y mecánica de los suelos.

El segundo capítulo, describe las generalidades de los suelos cohesivos y las propiedades intrínsecas de los mismos, entre las que se encuentran la plasticidad, dilatancia, tenacidades y resistencia en seco. Se describen además los estados de consistencia y los límites de Atterberg.

El tercer capítulo, contiene lo referente a la resistencia al corte, en cuanto a esfuerzos efectivos y presión de poro, parámetros de presión intersticial, fundamentos de la prueba triaxial y una breve descripción de los tipos de ensayos triaxial.

El cuarto capítulo, comprende las generalidades, alcances y equipo necesario para realizar los ensayos consolidados. Se describe la preparación del espécimen ya sea inalterada o remoldeada, la fase de saturación y la fase de consolidación dependiendo de las condiciones iniciales del suelo.

El quinto capítulo, muestra el desarrollo experimental de los ensayos tipo consolidado. Desde el procedimiento para desairear el agua potable que se va a utilizar en el ensayo para la saturación, la calibración del panel y la colocación de la muestra, hasta el procedimiento de saturación, consolidación, drenaje y carga de la muestra. También se describen los cálculos a realizar para obtener los parámetros de presión de poro, esfuerzos principales totales y efectivos.

OBJETIVOS

General

Obtener parámetros de suelos cohesivos mediante de las pruebas de compresión triaxial, que permitan conocer la resistencia al corte en diferentes condiciones extremas.

Específicos

1. Analizar los tipos de ensayo consolidado no drenado y consolidado drenado, como un aporte adicional a los investigadores y demás interesados en el tópico.
2. Mostrar las propiedades intrínsecas de los suelos cohesivos.
3. Dar a conocer los procedimientos a seguir en los ensayos consolidados de compresión triaxial.
4. Presentar el algoritmo que permita obtener resultados para una mejor toma de decisión.

INTRODUCCIÓN

Se sabe que el cambio climático afecta en actividades económicas, sociales, culturales, ambientales, entre otras. A esto obedece que es transcendental poner especial atención a los materiales en donde se van a cimentar las obras civiles, para adaptarse a la vulnerabilidad. Sin embargo, los materiales deben contar con una resistencia adecuada para evitar desastres que a la larga pueden cobrar vidas humanas y que en el aspecto económico afecta a la población principalmente de escasos recursos. Es importante resaltar que se vive en la era de la informática en donde los productos deben llegar al cliente con calidad en donde el conocimiento e innovación.

Es así como este trabajo de investigación, nace como consecuencia de la escasez de información disponible sobre el particular. En ese orden de ideas fue necesaria la investigación documental y pruebas de campo para poner a disposición los resultados obtenidos.

Debido a la complejidad que representa la determinación de la resistencia al corte, basado en el criterio de rotura, se destaca que entre los principales ensayos se encuentran el corte directo, compresión confinada o triaxial, compresión no confinada o compresión simple y el método empírico de cálculo.

Es importante destacar que el tipo de prueba que se necesita para predecir la consolidación de las capas de sub-base de suelo se conoce como una prueba de rendimiento que está diseñada para que la muestra del suelo que se está probando represente la capa de suelo del campo lo más cercano posible. Esto significa que en la forma que las cargas se inducen, la estructura del suelo va a reaccionar a la carga aplicada y la rapidez con el aire y el agua se elimina durante la compresión de la capa.

La prueba de compresión triaxial es básica, pues se usa para predecir el peor de los casos o escenarios y el ensayo se debe realizar en condiciones saturadas y consolidadas, proporcionando la situación de compresión a largo plazo que se produciría.

1. ANTECEDENTES

1.1. Reseña histórica del ensayo de compresión triaxial

Fue el físico e ingeniero francés C. A. Coulomb, el que realizó el primer trabajo que seriamente trató de explicar el fundamento de la resistencia de los suelos. Su primera idea consistió en atribuir al coeficiente de fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo y en extender a este orden de fenómenos, las leyes que sigue la fricción entre los cuerpos.

De acuerdo a la mecánica elemental, se sabe que si un cuerpo sobre el que actúa una fuerza normal P ha de deslizarse sobre una superficie rugosa figura 1 (a), se encuentra la fuerza F , necesaria para ello, la cual resulta ser proporcional a P , teniéndose:

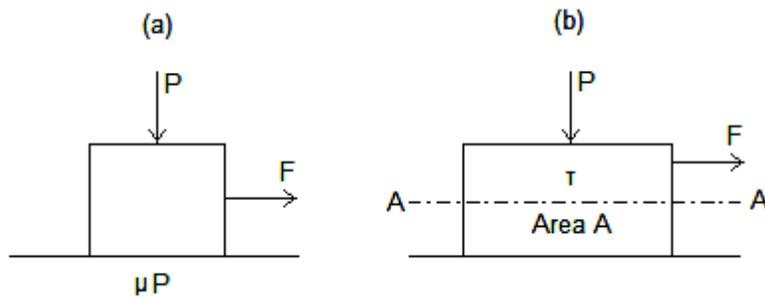
$$F = \mu P$$

Donde μ es el coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Coulomb admitió que, en primer lugar, los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que, esencialmente, el mismo mecanismo de fricción rige la resistencia al esfuerzo cortante de, por lo menos, ciertos tipos de suelos. Dada una masa de suelo y un plano potencial de falla de la misma AA' figura 1 (b) el esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio y, por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en ese plano, es proporcional al valor de σ , presión normal en el plano AA' , teniéndose:

$$F/A = s = \tau_{\text{máx}}$$

Figura 1. **Mecanismos de los fenómenos de fricción**



Fuente: JUÁREZ BADILLO, E.y RICO RODRÍGUEZ, Alfonso. Mecánica de suelos. p. 374.

Automáticamente nace así una ley de resistencia, según la cual la falla se produce cuando el esfuerzo cortante, τ , alcanza un valor s , tal que:

$$s = \sigma \tan \Phi$$

La constante de proporcionalidad entre s y σ , $\tan \Phi$, fue definida por Coulomb en términos de un ángulo, al cual llamó ángulo de fricción interna y definió como una constante del material.

De la ecuación del esfuerzo cortante se deduce que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos que la obedezcan debe ser nula para $\sigma=0$. En el caso particular de las arcillas, exhiben resistencia al esfuerzo cortante aún en condiciones en que el esfuerzo normal exterior es nulo; a los materiales de este tipo, Coulomb les asignó otra fuente de resistencia al corte, a la cual nombró como cohesión y consideró también una constante de los materiales, tal que:

$$s = c$$

En general, según Coulomb, los suelos presentan características mixtas, es decir, que presentan cohesión y a su vez fricción interna. Al combinar las ecuaciones se obtiene la llamada ley de Coulomb, que se representa de la manera siguiente:

$$s = c + \sigma \tan \Phi$$

Esto se explica que si un suelo cuya resistencia al esfuerzo cortante se representa con la ecuación que involucre el ángulo de fricción interna, tradicionalmente puede llamarse suelo puramente friccionante, así como un suelo que satisfaga la ecuación de la cohesión, ha recibido el nombre de puramente cohesivo. En el caso más general se habla de suelos cohesivos y friccionantes o suelos intermedios.

Cabe señalarse, que la ecuación combinada fue usada por más de un siglo y sirvió de base para la elaboración de teorías de presión de tierra, capacidad de carga y métodos de análisis de la estabilidad de terraplenes y presas de tierra.

También Terzaghi, al realizar ciertas observaciones, con base en serias investigaciones experimentales, estableció que en las ecuaciones la presión normal total, debería sustituirse por la presión interna granular, la cual es obtenida del cociente entre la fuerza que soporta la estructura del suelo y el área total de la masa del suelo, de modo que la presión que se admite controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante, es decir, la presión efectiva no es la total, sino la intergranular. Actualmente es común considerar los términos intergranular y efectiva como sinónimos al ser aplicados a presiones. La ecuación se modificó así:

$$s = c + (\sigma - u_n) \tan \Phi$$

Así mismo, la modificación de Terzaghi tomó en cuenta, por primera vez, la trascendental influencia del agua contenida en el suelo, mediante la presión neutral en el agua y este valor no depende únicamente de las condiciones de carga, sino también y en forma muy notable, de la velocidad de aplicación de ella, lo que condujo a distinguir el valor de la resistencia lenta de la rápida. Posteriormente, Hvorslev hizo notar que el valor de la cohesión de las arcillas saturadas no era una constante, sino que resultaba ser función de su contenido de agua. Modificando la ecuación, tal que:

$$s = f(\omega) + (\sigma - u_n) \tan \Phi$$

Esta ley es lineal en un diagrama σ - s para todo valor de σ . Las ideas más recientes sobre el tema, aplicadas a suelos compresibles, hacen necesario establecer una distinción entre las arcillas normalmente consolidadas, para las que la ley lineal parece seguir siendo satisfactoria, con la ordenada en el origen nula, es decir $c = 0$ y las preconsolidadas, en las que la ley lineal ha tenido que ser sustituida por otra más complicada.

2. SUELOS COHESIVOS

2.1. Generalidades

Los suelos cohesivos son parte de la corteza terrestre, formada por materiales que pueden ser disgregados en partículas individuales, mediante la acción del agua, en donde la proporción en el peso del contenido de finos que tengan plasticidad es igual o superior al 35%.

Para describir el tamaño de una partícula de suelo, se puede citar su dimensión o aplicarle un nombre que se haya asignado arbitrariamente a una cierta gama de tamaño, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla I. **Designación de las partículas según su tamaño**

Nombre	Tamaño de partículas
Bloques	> 30 cm
Boleos o bolos	15 a 30 cm
Grava	2,0 mm (ó 4,76 mm) a 15 mm
Arena	0,06 (ó 0,076 mm) a 2,0 (ó 4,76 mm)
Limo	0,002 a 0,06 mm (ó 0,074 mm)
Arcilla	< 0,002 mm

Fuente: LAMBE, William y WHITMAN Robert. Mecánica de suelos. p. 53.

2.2. Propiedades

La identificación de campo de los suelos finos, se basa en el criterio de la investigación de las características de dilatancia, tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

2.2.1. Plasticidad

Los suelos que han sido denominados arcillas, poseen una propiedad tan evidente, que ha servido para clasificar suelos en forma puramente descriptiva, en general se le ha llamado plasticidad. La palabra arcilla se utiliza también para describir los suelos de grano fino con cierta plasticidad.

La forma laminar de los suelos finos, ejerce una influencia importante en la compresibilidad del suelo, mientras que el pequeño tamaño propio de esas partículas hace que la permeabilidad del conjunto sea muy baja; existe así, una relación entre la plasticidad y otras propiedades físicas de importancia.

El concepto de plasticidad se fundamenta en las características de la curva esfuerzo-deformación de los materiales, esta depende, naturalmente, de la forma en que trabaje el material. El comportamiento elástico se encuentra entre los puntos de fluencia de tensión y compresión, mientras el esfuerzo actual se mantiene.

Es de importancia señalar que un suelo plástico es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, ni variación volumétrica apreciable, como tampoco se desmorona y agrieta.

2.2.2. Dilatancia

La dilatancia es una función del estado tensional al que se encuentre sometido el suelo. Se le conoce también como prueba de sacudimiento, pues se coloca una porción, con el contenido de agua necesario para que el suelo adquiriera una consistencia suave, pero no pegajosa. Si se coloca en la palma de la mano y se golpea con la otra mano y manteniéndola apretada entre los dedos, hace que el agua del suelo aflore y luego pueda desaparecer.

También debe agregarse que la velocidad con la que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece, define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo, ocurriendo rápido en los limos y lentamente en las arcillas.

El fenómeno de aparición de agua en la superficie de la muestra es debido a la compactación de los suelos limosos, y en mayor grado, de los suelos arenosos; bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano se reduce la relación de vacíos del material, expulsando el agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a los mismos. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no producen reacción.

2.2.3. Tenacidad

La tenacidad es una propiedad de los materiales que indica la capacidad para absorber cantidades relativamente grandes de energía, hasta el punto de ruptura.

La prueba se realiza sobre un espécimen de consistencia suave, similar a la masilla. Este espécimen se rola hasta formar un cilindro de unos 3 mm de diámetro aproximadamente, se amasa y se vuelve a rolar varias veces. Se observa el aumento en la rigidez del rollito a medida que el suelo se acerca al límite plástico. Al sobrepasar el límite plástico, los fragmentos en los que se parta se juntan de nuevo y se amasan ligeramente entre los dedos, hasta el desmoronamiento final.

2.2.4. Resistencia en seco

A manera de ejemplo se puede mencionar que la resistencia en seco de un bloque o terrón de suelo, previamente secado, al romperse bajo presiones ejercidas por los dedos, es un índice del carácter de su fracción coloidal.

En cambio, los limos, en general, exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y las muestras se desmoronan con muy poca presión manual. Las arcillas orgánicas con altos límites líquidos exhiben grandes resistencias, así como las arcillas inorgánicas presentan resistencias muy altas.

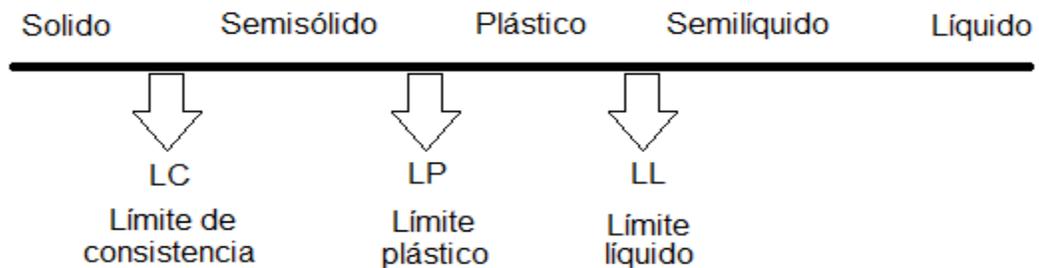
2.3. Estados de consistencia

Para medir la plasticidad de las arcillas se menciona el criterio desarrollado por Atterberg, quien hizo ver que, la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua.

Según el contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg.

- Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
- Estado semilíquido, son las propiedades de un fluido viscoso.
- Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
- Estado semisólido, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
- Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Figura 2. **Límites de Atterberg**



Fuente: elaboración propia.

Los estados anteriores son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. El establecimiento de la transición de los estados ha de hacerse en forma

puramente convencional. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre general de límites de consistencia, teniéndose:

- Límite de consistencia, frontera en la cual una masa de suelo se encuentra entre el estado semisólido y el estado sólido.
- Límite plástico, frontera en la cual una masa de suelo se encuentra entre el estado semisólido y el estado plástico.
- Límite líquido, fase en la cual una masa de suelo se encuentra entre el estado semilíquido y el estado plástico.

Además de los límites de plasticidad (líquido y plástico), Atterberg definió otros límites de consistencia, teniéndose:

- Límite de adhesión, definido como el contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica.
- Límite de cohesión, definido como el contenido de agua con el que los grumos de arcilla ya no se adhieren entre sí.
- Límite de contracción, frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido, definido con el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando.

3. RESISTENCIA AL CORTE

3.1. Esfuerzos efectivos y presión de poro

Las características de fuerza y deformación del suelo son ejemplificadas, de mejor manera, mediante la visualización como una estructura compresible de partículas sólidas que encierran vacíos, en suelos saturados y se llenan de agua o en el suelo parcialmente saturado, con el aire y agua.

El esfuerzo de corte, por supuesto, es llevado sólo por la estructura de partículas sólidas. Por otro lado, el esfuerzo normal en cualquier plano es, en general, la suma de dos componentes: la presión llevada por las partículas sólidas y la presión en el líquido en el espacio vacío.

Esto, desde el punto de vista práctico, tiene dos consecuencias importantes:

- En la relación entre el esfuerzo normal y el cambio volumétrico el factor de control no es el esfuerzo normal total, sino la diferencia entre el esfuerzo normal total y la presión del líquido en el espacio vacío, denominada presión de poros.

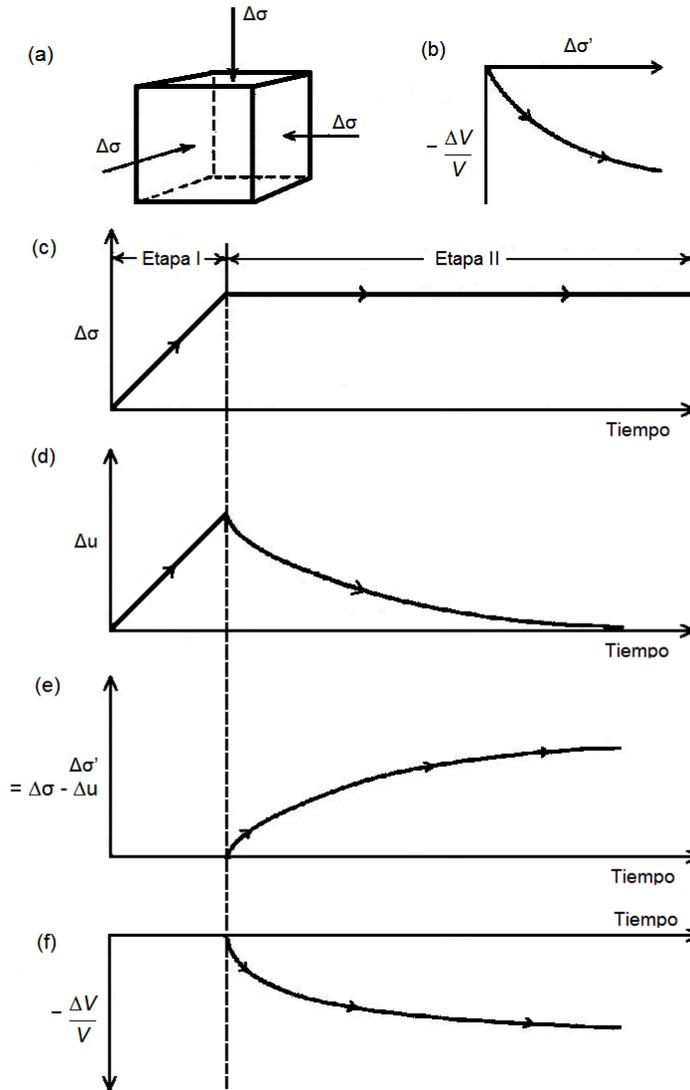
De igual manera el cambio en los esfuerzos, se expresa cuantitativamente por la relación:

$$\frac{\Delta V}{V} = -C_c (\Delta\sigma - \Delta u)$$

Donde $\Delta V/V$ denota el cambio en el volumen por unidad de volumen del suelo. Es importante tener en cuenta que la ecuación es válida, sea cual sea el área de contacto entre las partículas sólidas.

La diferencia entre $\sigma - u$ esta denominada como esfuerzo efectivo. Un cambio de volumen se producirá, sin ningún cambio en los esfuerzos aplicados o totales, si la presión de poro sufre un cambio. Esta es la causa principal de los asentamientos a largo plazo de los edificios cimentados en arcilla, en la cual el exceso de presión de poro establecido durante la construcción, solamente se disipa a un ritmo lento. Es también la explicación de los asentamientos adicionales, causados por la disminución de las aguas subterráneas, ya sea para el trabajo de construcción o para el suministro de agua, como se muestra a continuación en la figura 3:

Figura 3. Efecto de disipación de la presión de poro en el cambio de volumen



- (a) sistema de esfuerzos aplicados a elementos;
 (b) relación entre la disminución de volumen, $-\Delta V/V$, y el incremento en el esfuerzo efectivo $\Delta\sigma'$;
 (c) cambio en el esfuerzo total durante la prueba: Etapa I - incremento en el esfuerzo total $\Delta\sigma$ en condiciones no drenadas; Etapa II - disipación de la presión de poro bajo esfuerzo total constante;
 (d) cambio en la presión de poro Δu ;
 (e) cambio en los esfuerzos efectivos $\Delta\sigma'$;
 (f) cambio en el volumen, $-\Delta V/V$ } en suelo totalmente saturado.

Fuente: BISHOP, Alan y HENKEL, D. J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.*

- La resistencia al corte de los suelos, como de todos los materiales granulares, es en gran parte, determinado por las fuerzas de fricción que surgen durante el deslizamiento en el contacto entre las partículas del suelo. Se trata claramente de una función de la componente de esfuerzo normal transportado por la estructura sólida, más que del esfuerzo normal total. Para efectos prácticos, la resistencia máxima al cortante en cualquier plano, está dada por la expresión:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \Phi'$$

La mayoría de los problemas de ingeniería relacionados con la estabilidad, la magnitud del esfuerzo normal total sobre una superficie de deslizamiento potencial, se puede estimar con precisión a partir de las consideraciones de la estática. Por otra parte la magnitud de la presión de poro se ve influenciada por varios factores, que a menudo, son mal reproducidos por las pruebas de laboratorio convencionales.

El caso más simple, se puede apreciar en las aguas subterráneas estacionarias, en donde la magnitud de la presión de poro se determina por la posición del elemento de suelo bajo consideración, en relación con el nivel del agua subterránea. Donde las condiciones se aproximan a filtraciones constantes (por ejemplo, en las laderas naturales, los cortes y las presas de tierra, después de la influencia de los cambios de presión de poro durante la construcción haya desaparecido) la presión de poro se obtiene a partir del flujo neto correspondiente a las condiciones de contorno conocidas.

No está demás mencionar, que la presión de poro es una variable independiente y la magnitud no está relacionada con la del esfuerzo normal total.

La función de la prueba triaxial es, simplemente, obtener la relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo normal efectivo. En suelos de baja permeabilidad, puede tomar muchos años establecer una condición de flujo constante en el campo.

Generalmente, un cambio tanto en el esfuerzo normal como en el esfuerzo de corte realizado por la estructura sólida del suelo, resulta en una tendencia a un cambio de volumen que se produce dentro de la masa del suelo. A no ser que condiciones de drenaje sean tales que el fluido en el espacio poroso pueda ser libremente expulsado y el exceso de la presión de poro temporalmente será el resultado de los cambios de esfuerzos. La velocidad a la que el exceso de presión de poro se disipará va depender principalmente de la permeabilidad del suelo, como se refleja en el coeficiente de consolidación (la etapa de consolidación, antes de la prueba de corte, se puede utilizar para encontrar el coeficiente de consolidación. Una serie de métodos de cálculo sugiere la relación de medida entre el cambio de volumen y el tiempo disponibles. El valor del coeficiente de consolidación es obtenido mediante el ajuste de dos curvas en el rango de presión de poro requerida.). Durante este período, la presión de poro es una función del cambio de esfuerzos iniciales, el coeficiente de consolidación y la distancia del elemento de suelo de una superficie de drenaje en la que puede ocurrir.

Generalmente la aplicación de la presión de poro y el esfuerzo desviador, de manera conjunta, forman dos etapas en la prueba, las cuales se clasifican de acuerdo a las condiciones de drenaje que se obtenga durante cada etapa. Los casos que entran en esta categoría incluyen:

- La aplicación de esfuerzos en los estratos naturales que forman los cimientos de una estructura o una presa de tierra.
- La acentuación del relleno compactado impermeable de una presa de tierra durante la construcción, debido al peso de las capas superpuestas.
- La eliminación de la carga de agua en el relleno impermeable de una presa de tierra, debido a la reducción rápida.
- La formación de taludes y cortes en los estratos naturales, en el que los cambios presión de poro son el resultado de la eliminación o remoción del peso de tierra.

En estos casos, las pruebas de laboratorio pueden ser utilizadas para proporcionar datos no solo sobre la relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo efectivo, sino también la presión de poro inicial establecido por un cambio en el esfuerzo.

El uso de los esfuerzos efectivos en el análisis de la estabilidad implica dos pasos a seguir: en primer lugar, la determinación de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante c' y Φ' , y en segundo lugar, la predicción de la presión de poro en la etapa más crítica, ya sea la construcción, operación o la duración de estabilidad a largo plazo. La presión de poro es la más difícil de estimar con precisión y por esta razón las mediciones de campo de la misma se hacen en muchas obras importantes de ingeniería.

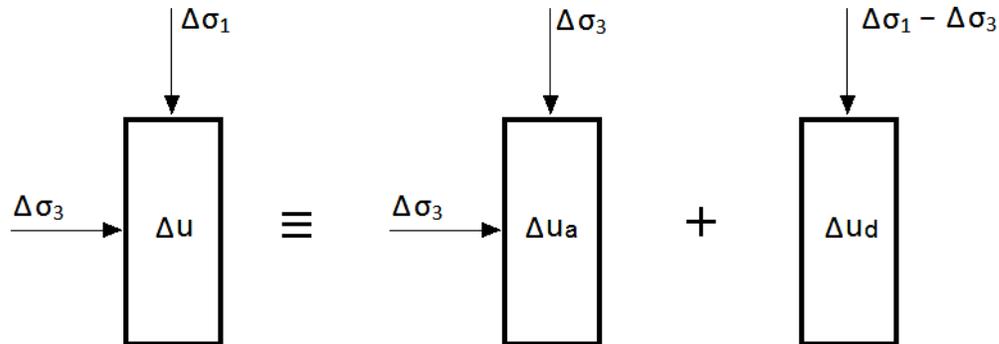
La determinación explícita de la presión de poro se puede evitar en el caso especial en el que al aplicar el cambio de esfuerzos se pueda causar la falla en condiciones que solo permiten la disipación insignificante del exceso de presión de poro que se produzca. La muestra de suelo se pone a prueba en condiciones no drenadas y el esfuerzo cortante en la falla se expresa en función del esfuerzo normal total. El análisis de estabilidad se realiza de manera similar en términos de esfuerzo total.

La relación entre el comportamiento de una prueba de suelo en condiciones no drenadas y las características de resistencia se expresa en términos del esfuerzo efectivo que depende de la magnitud de la presión de poro establecida en la prueba.

3.2. Parámetros de presión intersticial

El ensayo de triaxial puede utilizarse para determinar los parámetros de resistencia al corte en el suelo, así como para obtener datos destinados a predecir el exceso de la presión intersticial inicial que se produce en una masa de suelo cuando ocurre un cambio en las condiciones de esfuerzos totales. Tales predicciones son necesarias conjuntamente con los análisis de estabilidad en los esfuerzos efectivos, los cuales se hacen mediante los parámetros de presión intersticial que se determinan experimentalmente.

Figura 4. **Elemento sometido a carga axial para inducción de los parámetros de presión intersticial**



Fuente: BERRY, Peter L. y REID, David. Mecánica de Suelos. p. 198.

El elemento sometido a una carga axial $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$ considera que este estado de esfuerzos se compone de un cambio de esfuerzos isotrópicos $\Delta\sigma_3$ más un cambio uniaxial del esfuerzo desviador $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$.

El exceso de presión intersticial que se genera en el interior del elemento resulta, en primero lugar, del cambio en el esfuerzo isotrópico que reina alrededor del elemento y, en segundo lugar, del cambio del esfuerzo desviador. Siendo Δu_e el exceso de la presión intersticial inducido en el elemento por la aplicación de $\Delta\sigma_3$, y Δu_d aquel que induce $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$, tal que:

$$\Delta u = \Delta u_d + \Delta u_e$$

$$\Delta u_p = B \Delta\sigma_3$$

$$\Delta u_e = A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

Donde B y A son los parámetros de presión intersticial, estudiados por Skempton (1954) obteniendo así la ecuación en términos que se determinan experimentalmente mediante los ensayos de compresión triaxial. Si Δu significa el exceso de presión intersticial total en el elemento, entonces:

$$\Delta u = B \Delta\sigma_3 + A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

El parámetro B se determina midiendo el incremento de la presión intersticial que resulta del incremento de la presión de cámara, y varía desde 0 en suelos secos hasta 1 en suelos completamente saturados. El parámetro A se determina midiendo la presión intersticial que induce en la muestra la aplicación del esfuerzo desviador; este valor depende del estado de esfuerzos de consolidación inicial (puede ser isotrópico o anisotrópico), de la historia de esfuerzos (dada por el grado de preconsolidación), de la proporción del esfuerzo de falla aplicado (la deformación de la muestra) y del tipo de cambio de esfuerzos (puede ser en carga o en descarga).

Los valores típicos del parámetro de presión intersticial se presentan a continuación:

Tabla II. **Intervalos generales de los valores del parámetro de presión intersticial o presión de poro A_f en la falla A_f**

Tipo de suelo	A en la falla *	A en la falla *
Arcilla arenosa	.-	0,5 – 0,7
Arcilla sensible	1,5 – 2,5	.-
Arcilla normalmente consolidada	0,7 – 1,3	0,5 – 1
Arcilla preconsolidada	.-	- 0,5 - 0
Arcilla ligeramente preconsolidada	0,3 – 0,7	.-
Arcilla fuertemente preconsolidada	- 0,5 – 0,0	.-

Fuente: * BERRY, Peter L. y REID, David. Mecánica de suelos. p. 199.

** BRAJA M. Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. p. 51.

3.3. Fundamentos de la prueba de triaxial

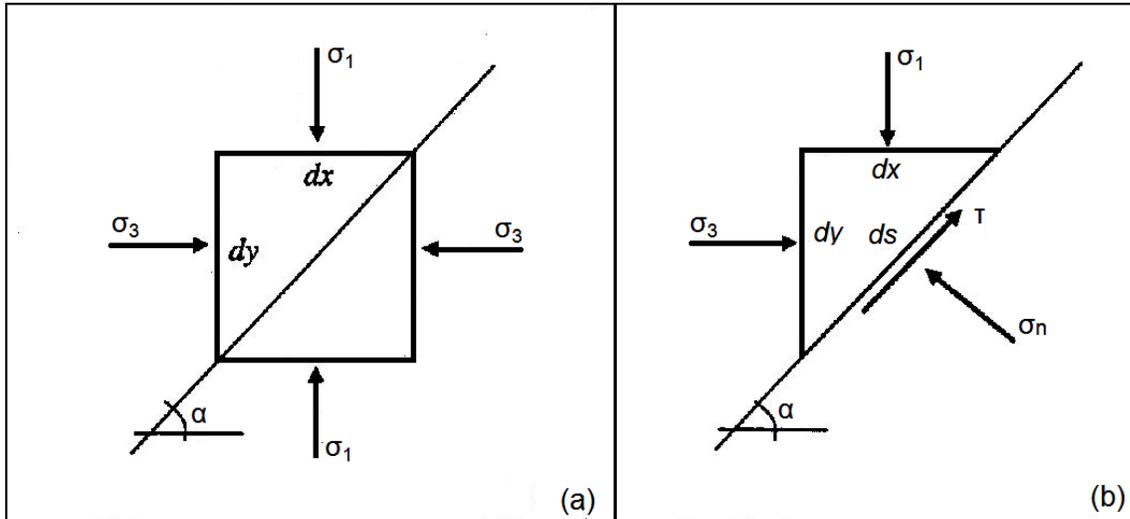
3.3.1. Esfuerzos en un punto

Aquí se expone la teoría de los esfuerzos de Mohr, donde se considera al esfuerzo de compresión como positivo, ya que hace hincapié en que los suelos por lo general son de compresión y no de tracción.

Los esfuerzos cortantes que tienden a causar rotación en sentido antihorario se definen como positivos. Al considerar los esfuerzos en un pequeño elemento bidimensional se tiene un plano en un ángulo α que atraviesa al elemento, existiendo dos esfuerzos resultantes en este plano, necesarios para la estabilidad del elemento; donde σ es la componente del esfuerzo resultante en un plano que actúa en ángulo recto con el plano, una tensión o esfuerzo normal; y τ es la componente del esfuerzo resultante que es paralela al plano, el esfuerzo cortante.

Debido a que σ_1 es el esfuerzo normal máximo en un plano a través del punto en consideración, no hay esfuerzo de corte en este plano. σ_3 es el esfuerzo normal mínimo en cualquier plano que pasa por el punto en cuestión, no existe esfuerzo cortante en este plano y se conoce comúnmente como esfuerzo principal. σ_3 actúa en un ángulo recto con σ_1 . σ_2 es el esfuerzo normal que actúa sobre un plano perpendicular a los planos en los que actúan σ_1 y σ_3 , y tampoco hay esfuerzo cortante en este plano. σ_1 , σ_2 y σ_3 son llamados esfuerzos principales. Estos son ortogonales, es decir, actúan en ángulos rectos entre sí. Por definición, σ_2 no podrá exceder de la magnitud de σ_1 ni podrá ser inferior a σ_3 , por lo tanto, comúnmente es conocido como el esfuerzo principal intermedio, tal como se describe en la figura 5.

Figura 5. Esfuerzos en un elemento diferencial



Fuente: LENTZ, Rodney; ROLANDO LUNA, Thomas M. Petry, NORBERT O. Schmidt y STEPHENSON, Richard W. *Geotechnical Lab Testing*. Section 6. p. 2.

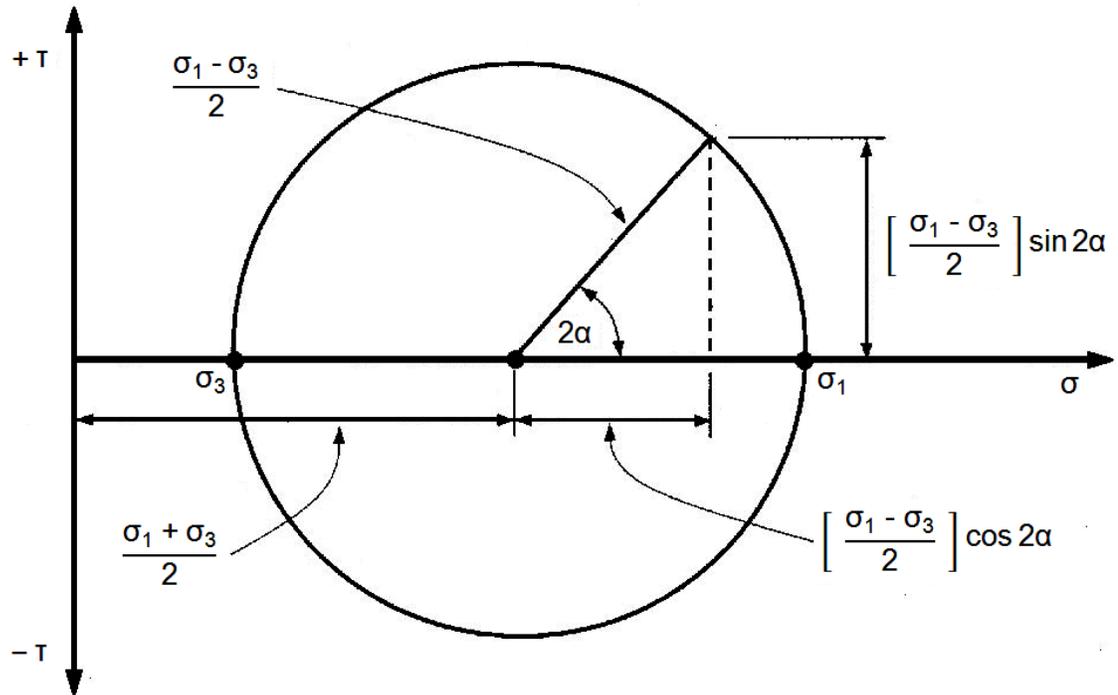
Al considerar la figura, se puede determinar la relación entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante, σ y τ , en un plano inclinado con un ángulo, α , al plano principal mayor y a los esfuerzos normales máximos y mínimos, σ_1 y σ_3 , teniéndose:

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \sin 2\alpha$$

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \cos 2\alpha$$

Esto también se puede realizar gráficamente usando el círculo de Mohr, donde las ordenadas representan el esfuerzo cortante y las abscisas, el esfuerzo normal.

Figura 6. **Representación de los esfuerzos del círculo de Mohr en un elemento diferencial**

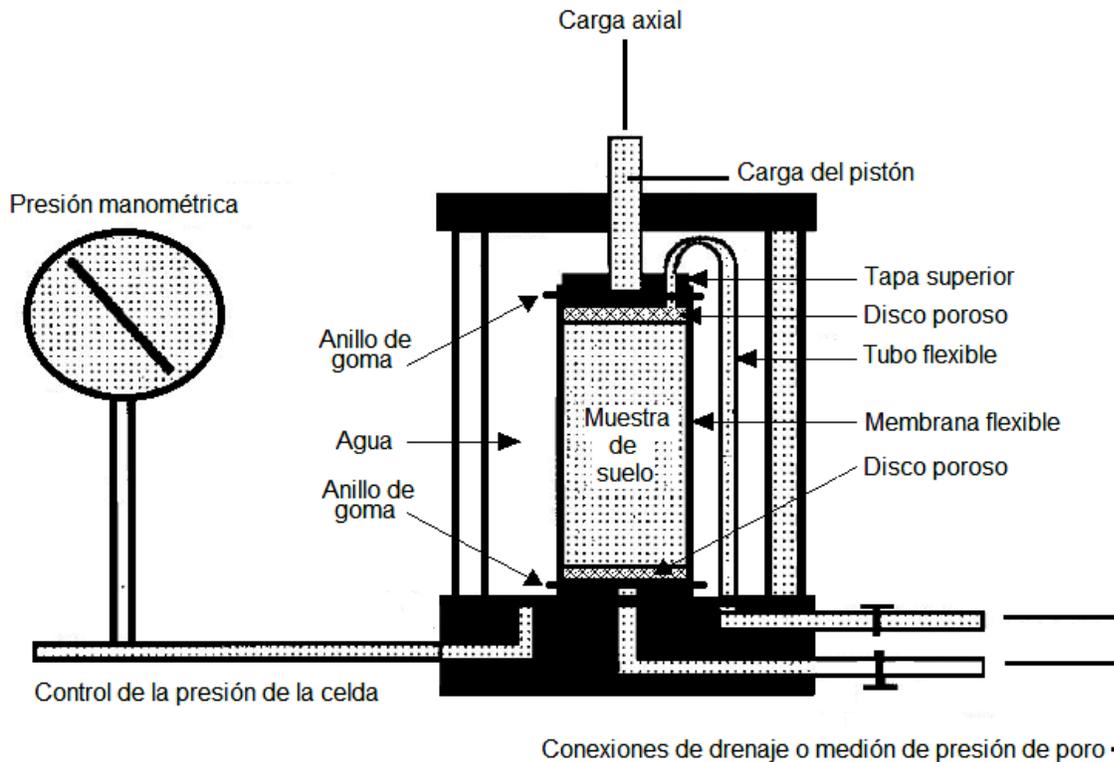


Fuente: LENTZ, Rodney; ROLANDO LUNA, Thomas M. Petry, NORBERT O. Schmidt y STEPHENSON, Richard W. *Geotechnical Lab Testing*. Section 6. p. 3.

3.3.2. Prueba triaxial

Existe una marcada diferencia entre la prueba de corte directo y la triaxial, pues, la primera presenta algunas desventajas, entre ellas, que no se presta para la medición de presión de poro de los suelos, mientras que la segunda se ha convertido en un método popular para determinar las propiedades de corte de un suelo y esto es una ventaja para contar con información. Es oportuno presentar el esquema para los ensayos triaxiales, como se muestra a continuación:

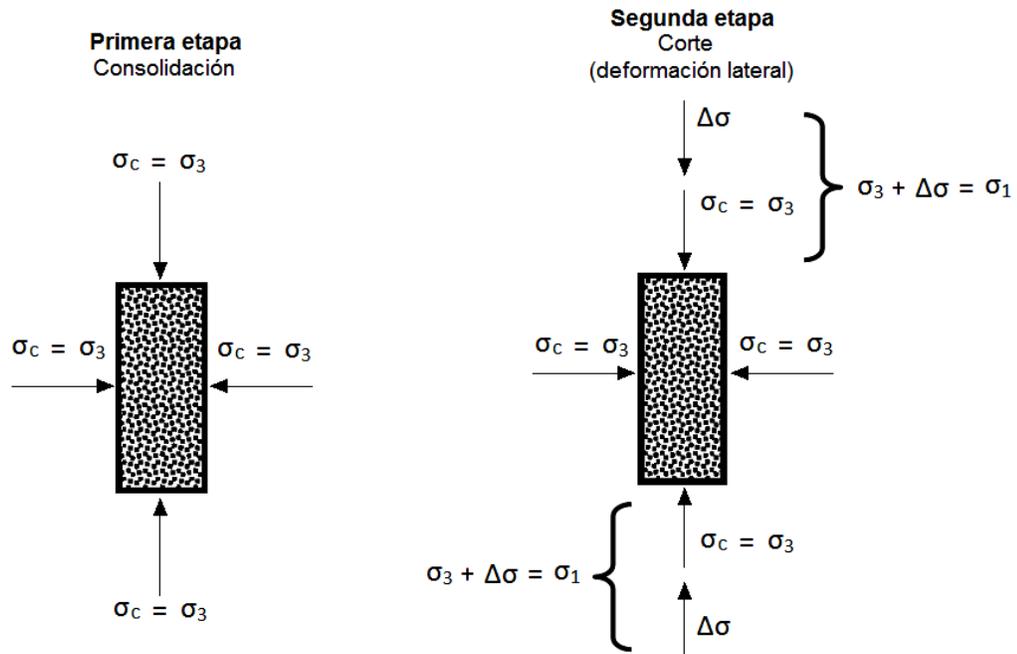
Figura 7. Esquema del equipo de prueba triaxial



Fuente: LENTZ, Rodney; ROLANDO LUNA, Thomas M. Petry, NORBERT O. Schmidt y STEPHENSON, Richard W. *Geotechnical Lab Testing. Section 6.* p. 4.

Los ensayos triaxiales se llevan a cabo en dos etapas. En la primera etapa la muestra de suelo está sujeta a un sistema de esfuerzos normales. Por lo general, esto se realiza mediante la aplicación de una presión en toda la celda ($\sigma_c = \sigma_3$), en cuyo caso el esfuerzo actúa en todas direcciones (hidrostático o isotrópico). Si el paso del drenaje de la piedra porosa se abre, la muestra puede permitir consolidar los esfuerzos aplicados durante la primera etapa o estado de consolidación. Alternativamente, puede desearse evitar el drenaje durante la primera etapa, la cual puede ser consolidada o no consolidada.

Figura 8. Esfuerzos triaxiales en el espécimen



Fuente: LENTZ, Rodney; ROLANDO LUNA, Thomas M. Petry, NORBERT O. Schimidt y STEPHENSON, Richard W. *Geotechnical Lab Testing. Section 6.* p. 5.

En la segunda etapa el esfuerzo axial o esfuerzo desviador puede ser aplicado a la muestra a través del pistón o celda de carga; se conoce como fase de corte. Una vez más el drenaje puede o no ser permitido.

Se parte del supuesto que los esfuerzos isotrópicos son aplicados en la primera etapa, entonces, tres tipos de pruebas se realizan con frecuencia en una muestra de suelo, tales como: consolidado drenado (CD), consolidado no drenado (CU) y no consolidado no drenado (UU).

3.4. Descripción de los tipos de ensayos triaxial

- Consolidado – Drenado

En la primera etapa de esta prueba, el suelo se puede consolidar por completo bajo la influencia de la presión de la celda. Si la muestra está saturada, la conexión de drenaje de la piedra porosa se puede conectar directamente a una bureta o a un transductor diferencial de volumen.

El progreso de la consolidación puede observarse por medio de la medición de la salida o entrada de agua a la muestra. Cuando la consolidación está completa sin drenaje adicional en la muestra, la segunda etapa puede proceder. Una deformación axial, que causa un esfuerzo, es aplicada lo suficientemente lento como para permitir que la presión de poro generada por el corte se pueda disipar. Este ensayo es llamado Consolidado Drenado (*Consolidated-Drained CD Test*); Prueba Lenta; *S-Test (USACE)*.

La velocidad del ensayo debe ser tal, que las fluctuaciones en la presión de poros sean despreciables y en cualquier caso no sean superiores al 5% de la presión efectiva de confinamiento.

- Consolidado - No drenado

En esta prueba, la primera etapa se lleva a cabo de forma idéntica a la primera etapa de la prueba anterior. En la segunda etapa, cambia porque las conexiones de drenaje están cerradas, ya que la muestra falla por corte en condiciones no drenadas. La deformación axial aplicada provoca un esfuerzo diferencial, y como el suelo no es drenado, se genera la presión de poro.

La presión de poro en corte, típicamente se mide hasta la falla, lo que permite que los esfuerzos totales y efectivos en su trayectoria puedan ser determinados. Este ensayo es llamado Consolidado No drenado (*Consolidated-Undrained CU Test*); Consolidado-Rápido; *R-Test (USACE)*.

Se aconseja que los ensayos no drenados deban realizarse a una tasa que no exceda una deformación unitaria del 2% por hora, con el objeto de lograr una ecualización completa de la presión de poros a través de la muestra.

- No consolidado – No drenado

En este ensayo, el suelo no se puede consolidar bajo la presión de la celda, ni es permitido el drenaje durante la etapa de corte. Esta prueba es conocida como No consolidado No drenado (*Unconsolidated-Undrained UU Test*); Prueba Rápida; *Q-Test (USACE)*.

4. TIPOS DE ENSAYOS

4.1. Generalidades de la prueba de compresión triaxial

4.4.1 Alcances

Este ensayo abarca la determinación de la relación entre la fuerza y el esfuerzo de tensión de una muestra cilíndrica, ya sea inalterada o remodelada en suelos cohesivos saturados.

Las muestras son isotrópicamente consolidadas y cortadas en compresión sin drenaje a una velocidad constante de deformación axial (deformación controlada).

Este método de prueba permite el cálculo de las tensiones totales y efectivas, y la compresión axial mediante la medición de la carga axial, la deformación axial y la presión de agua intersticial (presión de poro).

Además, este ensayo proporciona datos útiles para determinar las propiedades de resistencia y deformación de suelos cohesivos tales como la fuerza Mohr y el módulo de Young. En general, los tres especímenes son ensayados en diferentes estados de esfuerzos de consolidación para definir una envolvente de fuerza.

4.4.2 Equipo

ASTM D 2850 – 03a: Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression on Cohesive Soils¹

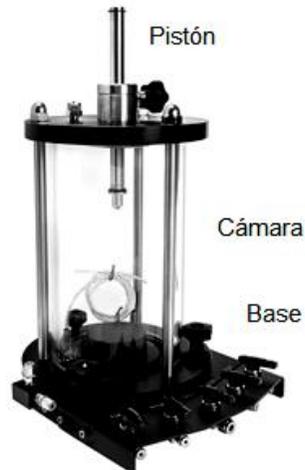
- Dispositivos de presión y control de vacíos

La presión de la cámara y los dispositivos de control de la contrapresión será capaz de aplicar y controlar las presiones a ± 2 kPa (0,25 lb/in²) para presiones de consolidación efectiva a menos de 200 kPa (28 lb/in²) y una tolerancia de $\pm 1\%$ para presiones de consolidación efectiva de más de 200 kPa.

La válvula del control de vacíos deberá ser capaz de aplicar y controlar vacíos parciales a ± 2 kPa. Los aparatos están compuestos de controladores de presión/volumen, la auto-compensación de los dispositivos de mercurio, los reguladores de presión neumática, o cualquier otro dispositivo capaz de aplicar y controlar presiones o vacíos parciales a las tolerancias requeridas.

Estos ensayos pueden requerir una duración de varios días. Por lo tanto, una interfase aire/agua no es recomendable para la presión de la cámara o sistemas de presión, a menos que sea aislado de la muestra y la cámara (ver figura 9).

Figura 9. **Cámara triaxial, pistón y base**



Fuente: HUMBOLDT. *Testing Equipment for Construction Materials*. p. 68.

- Dispositivos de presión y medición de vacíos

La presión de la cámara, la contrapresión y los dispositivos de medición de vacíos deberán ser capaces de medir presiones o vacíos parciales a las tolerancias dadas. Consisten en medidores Bourdon, manómetros de presión, transductores electrónicos de presión, o cualquier otro dispositivo capaz de medir presiones, o vacíos parciales a las tolerancias establecidas.

Si los dispositivos independientes se usan para medir la presión de la cámara y la contrapresión, los dispositivos deben ser calibrados simultáneamente y contra la misma fuente de presión. Dado que la presión de la cámara y la contrapresión son las presiones tomadas en la mitad de la altura de la muestra, puede ser necesario ajustar la calibración de los dispositivos para reflejar la carga hidráulica de los fluidos en la cámara y en otros sistemas de control de presión.

- Dispositivos de medición de presión de poro

Durante el corte no drenado, la presión de poro debe ser medida de manera que al agua se le permita, en mínimas cantidades, ir dentro o fuera de la muestra. Para cumplir con este requisito, un transductor electrónico de presión muy rígido o un dispositivo indicador nulo deben ser utilizados. Con el transductor electrónico de presión se lee directamente la presión de poro y con el dispositivo nulo se indica un control de presión que se ajusta continuamente para mantener un nivel constante de la interfase agua/mercurio en el agujero capilar del dispositivo.

La presión necesaria para evitar el movimiento del agua es igual a la presión de poro. Ambos dispositivos de medición tienen conformidad de todas las piezas ensambladas del sistema de medición de presión de poro respecto al volumen total de la muestra, satisfaciendo los siguientes requisitos:

$$(\Delta V/V) / \Delta u < 3,2 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{kN} \quad (2,2 \times 10^{-5} \text{ in}^2/\text{lb})$$

Donde:

ΔV = Cambio en el volumen del sistema de medición de agua intersticial, debido a un cambio en la presión de poro, mm^3 (in^3)

V = Volumen total de la muestra, mm^3 (in^3)

Δu = Cambio en la presión intersticial, kPa (lb/in^2).

- Dispositivos de medición del cambio de volumen

El volumen de agua que entra o sale de la muestra, se mide con una precisión de $\pm 0,05\%$ del volumen total de la muestra. El dispositivo de medición de volumen es, generalmente, una bureta conectada a la contrapresión, pero puede ser otro dispositivo que satisfaga los requisitos de precisión. El dispositivo debe ser capaz de soportar la máxima contrapresión.

- Indicador de deformación

La deformación vertical de la muestra es, usualmente, determinada a partir del recorrido del pistón que actúa sobre la parte superior del espécimen. El recorrido del pistón se mide con una precisión de al menos $0,25\%$ de la altura inicial de la muestra.

El indicador de deformación debe tener un alcance de al menos el $0,15\%$ de la altura inicial de la muestra y puede ser un indicador de carátula o de un dial, un transformador diferencial variable lineal (*LVDT*) u otro dispositivo de medición que cumpla con los requisitos de precisión y alcance.

Figura 10. **Transductor de deformación vertical**



Fuente: HUMBOLDT. *Testing Equipment for Construction Materials*. p. 71.

- Tapa y base de la muestra

La tapa y la base de la muestra deben ser diseñadas para proporcionar un drenaje en ambos extremos del espécimen. Deben ser de una superficie rígida, anticorrosivos, de material impermeable y cada uno de ellos, a excepción de la provisión de drenaje, tienen una superficie plana circular de contacto con los discos porosos y una sección transversal circular.

El diámetro de la tapa y de la base será igual al diámetro inicial de la muestra. La base del espécimen se conecta a la cámara de compresión triaxial para evitar el movimiento lateral o inclinación, y la tapa del espécimen se diseña de tal manera que la excentricidad de contacto entre el pistón y la tapa, con respecto al eje vertical de la muestra, no sea superior a 1,3 mm (0,05 in).

La superficie cilíndrica de la base y la tapa del espécimen que tiene contacto con la membrana forma un sello que debe ser liso y libre de rasguños.

Figura 11. **Tapa y base de la muestra**



Fuente: HUMBOLDT. *Testing Equipment for Construction Materials*. p. 68.

- Discos porosos

Se utilizan dos discos porosos rígidos para proporcionar un drenaje en los extremos de la muestra. El coeficiente de permeabilidad de los discos es aproximadamente igual al de la arena fina (1×10^{-4} cm/s, 4×10^{-5} in/s). Los discos deben ser limpiados regularmente por ultrasonido o ebullición y el cepillado, posteriormente se revisan para determinar si se encuentran obstruidos.

Figura 12. **Piedra porosa**



Fuente: HUMBOLDT. *Testing Equipment for Construction Materials*. p. 68.

- Tiras y discos de papel filtro

Las tiras de papel filtro son usadas por muchos laboratorios para reducir el tiempo requerido en el ensayo. Los discos de papel filtro deben ser de diámetro igual al de la muestra y colocados entre los discos porosos y el espécimen para evitar la obstrucción de los mismos e impedir el paso de material fino (ver figura 13).

Figura 13. **Discos de papel filtro**



Fuente: <http://www.filtrosyrefacciones.com.mx/MediosFiltrantes/papelFiltro.html>. ref. de 4 de agosto de 2011.

Si se usan tiras o discos como filtros, deben ser de un material que no se disuelva en el agua. El coeficiente de permeabilidad del papel filtro no debe ser inferior a 1×10^{-5} cm/s (4×10^{-6} in/s) para una presión normal de 550 kPa (80 lb/in²) para evitar la tensión del aro, las tiras de filtro no deben cubrir más del 50% de la periferia del espécimen.

Figura 14. **Tiras de papel filtro**



Fuente: HUMBOLDT. *Testing Equipment for Construction Materials*. p. 71.

- **Membrana de goma**

La membrana de goma es utilizada para envolver el espécimen, proporcionando protección contra fugas. Las membranas deben ser cuidadosamente inspeccionadas antes de su uso y si los defectos o agujeros son evidentes, la membrana debe ser descartada.

Para ofrecer retención mínima de la muestra, el diámetro de la membrana estirada debe estar entre 90 a 95% del espécimen. El espesor de la membrana no debe exceder del 1% del diámetro de la muestra.

Figura 15. **Membranas de látex**



Fuente: HUMBOLDT. *Testing Equipment for Construction Materials*. p. 70.

La membrana se sella a la base y tapa de la muestra, con aros de goma para que el diámetro interior sin tensión se encuentre entre 75 y 85% del diámetro de la tapa y de la base.

Figura 16. **Aros de goma para sellar la muestra**



Fuente: HUMBOLDT. *Testing Equipment for Construction Materials*. p. 70.

- Válvulas

Los cambios en el volumen se deben a la apertura y cierre de válvulas que pueden resultar en la medición incorrecta de cambios de volumen y presión de poro. Por esta razón, las válvulas en el sistema de drenaje de la muestra deben ser del tipo que producen cambios mínimos de volumen debido a su operación. El sistema de presión de poro saturado no produce ningún cambio de presión de más de 0,7 kPa ($\pm 0,1$ lb/in²). Todas las válvulas deben ser capaces de soportar presiones aplicadas sin fugas.

- Dispositivo desaireador de agua

La cantidad de gas disuelto, aire, en el agua utilizada para saturar la muestra debe ser reducida por ebullición, por calor y la pulverización en el vacío, o por cualquier otro método que satisfaga el requisito de saturación del espécimen dentro de los límites impuestos por la máxima contrapresión y el tiempo para realizar la prueba.

Figura 17. **Tanque desaireador de agua**



Fuente: HUMBOLDT. *Testing Equipment for Construction Materials*. p. 71.

4.2. Preparación del espécimen

4.2.1. Inalterada

Estas muestras se extraen de un pozo a cielo abierto a la profundidad indicada por un experto en mecánica de suelos. La muestra tiene forma de cubo con aproximadamente un pie cúbico de volumen, el cual debe ser parafinado para conservarla.

4.2.1.1. Equipo a utilizar

- Sierra de hilo
- Tallador de la muestra
- Platinas de tallador
- Espátula
- Cuchillo
- Enrasador

De la muestra inalterada obtenida en el campo, se cortan prismas de un tamaño tal que se puedan obtener probetas cilíndricas cuya relación de altura sea dos veces el diámetro; esto se logra utilizando un cuchillo.

Nota: En este paso no es necesario cortar un prisma con las dimensiones del espécimen, es recomendable que el prisma sea de por lo menos 1,5 veces mayor a las dimensiones de la misma.

4.2.1.2. Procedimiento

- Se ensamblan las platinas al tallador y se coloca el prisma en el equipo para moldear la muestra, se coloca la barra a la medida de diámetro deseado y se corta el material con la sierra de hilo hasta lograr una probeta cilíndrica de 2,8 plg de diámetro.
- Se saca la probeta del tallador y se coloca en el enrasador para darle la altura indicada.

Figura 18. **Equipo para tallar la muestra**



Fuente: HUMBOLDT. *Testing Equipment for Construction Materials*. p. 69.

4.2.2. Remoldeada

La muestra se extrae, ya sea del pozo a cielo abierto o de la propia superficie del suelo.

Con una muestra significativa del material obtenido, se realiza la prueba para determinar la densidad del material y posteriormente, con el volumen conocido del molde, se obtiene el peso del material que se va a ensayar.

4.2.2.1. Equipo a utilizar

- Cilindro moldeador y base
- Molde de diámetro 2,8 pulgadas
- Martillo de goma
- Cuchara metálica pequeña
- Brolla

Figura 19. **Equipo para remoldear la muestra**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

4.2.2.2. Procedimiento

- Se engrasan las dos placas del molde y la base, se coloca una lámina plástica y se engrasa de nuevo pero en menor cantidad, esto se hace con el fin de evitar que el material cohesivo se adhiera al molde y para facilitar la extracción de la muestra.

Figura 20. **Colocación de láminas de plástico en el molde**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

- Se realizan dos cortes en forma vertical, desde la lámina plástica que sobresale en los extremos hasta el borde del molde, de modo que facilite el recubrimiento de cada placa con el plástico. Se juntan las dos placas del molde y se coloca el anillo para fijarlas (ver figura 21).

Figura 21. **Ensamblaje del molde**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

- Se coloca un tercio del peso total dentro del molde ensamblado. Se recomienda usar una cuchara pequeña para evitar botar el material. Posteriormente, se coloca el cilindro compactador, el cual se golpea con un martillo de goma hasta que llegue a la marca o indicador. Se repite el proceso hasta llegar a la última capa.

Figura 22. **Compactación del espécimen**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

Nota: El cilindro compactador se debe limpiar cada vez que se introduzca en el molde, ya que el material cohesivo se pega en la superficie de contacto y puede llegar a desprenderse parte de la probeta que se está moldeando. En la última capa se debe llegar hasta la ranura que enmarca el tamaño de la muestra.

- Se procede a aflojar el anillo y se separa cuidadosamente cada placa del molde, una por una, y por último se despega de la base.

Figura 23. **Extracción del espécimen del molde**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

4.3. Fase de saturación

El objetivo de la fase de saturación de la prueba consiste en llenar todos los vacíos de la muestra con agua. La saturación se logra, generalmente, aplicando contrapresión al espécimen con agua de poro para conducir el aire en la solución después de la saturación del sistema, de la forma siguiente:

- Aplicando vacío a la muestra y un sistema de drenaje en seco (líneas, discos porosos, dispositivos de presión de poro, tiras de filtro o jaulas filtro, y discos) y permitiendo que el agua desaireada fluya a través del sistema y la muestra al mismo tiempo mantenga el vacío.
- Saturando el sistema de drenaje por ebullición de los discos poros en agua y se deja que el agua fluya a través del sistema antes de montar la muestra. Cabe señalar que la colocación del aire en la solución es una función tanto del tiempo como de la presión.

En consecuencia, la eliminación de aire es posible antes de aplicar la contrapresión requerida para disminuir la cantidad de aire que debe ser colocada en la solución y también disminuye la contrapresión necesaria para la saturación.

4.3.1. Sistema de drenaje inicialmente seco

Se aumenta el vacío parcial que actúa en la parte superior del espécimen al máximo disponible. Si el esfuerzo de consolidación efectiva en virtud de la fuerza que se va determinar, es menor que el máximo vacío parcial se aplica un vacío parcial en la parte inferior de la cámara.

La diferencia entre el vacío parcial aplicado a la muestra y la cámara no debe superar nunca la presión de consolidación efectiva para la prueba y no debe ser menor a 35 kPa (5 lb/in²) para permitir el flujo a través de la muestra. Después de aproximadamente 10 minutos se deja que el agua desaireada filtre desde el fondo hasta la parte superior de la muestra, bajo un vacío diferencial menor de 20 kPa (3 lb/in²). Siempre debe existir un esfuerzo efectivo positivo de al menos 13 kPa (2 lb/in²) en la parte inferior de la muestra durante esta parte del procedimiento.

Cuando el agua aparece en la bureta conectada a la parte superior de la muestra, se cierra la válvula en la parte inferior de la muestra y se llena la bureta con agua desaireada. A continuación, se reducen los vacíos, que actúan en la parte superior del espécimen a través de la bureta, a la presión atmosférica y al mismo tiempo el aumento de la presión de la cámara en igual cantidad. Este proceso debe realizarse lentamente de modo que la diferencia entre la presión de poro medida en la parte inferior de la muestra y la presión de la parte superior de la misma se igualen.

Cuando la presión de poro en la parte inferior de la muestra se estabilice, se procede con la parte posterior de la presión de agua intersticial. Para comprobar la igualdad, se deben cerrar las válvulas de drenaje de la muestra y se mide el cambio de presión de poro hasta que se estabilice. Si el cambio es menos del 5% de la presión de la cámara, la presión de poro se puede suponer estabilizada.

4.3.2. Sistema de drenaje inicialmente saturado

Después de llenar la bureta conectada a la parte superior de la muestra con agua desaireada, se aplica una presión de cámara de 35 kPa (5 lb/in²) o menos, y se abren las válvulas de drenaje de la muestra.

Cuando la presión de poro en la parte inferior de la muestra se estabiliza, o cuando la lectura de la bureta se encuentra estabilizada, la contrapresión de la muestra de agua intersticial puede ser iniciada.

4.3.3. Aplicación de contrapresión

Simultáneamente, al aumentar la presión de la cámara y la contrapresión con las válvulas de drenaje abiertas, el agua desaireada de la bureta conectada a la parte superior e inferior del espécimen, puede fluir hacia la muestra.

A fin de evitar preesfuerzos indeseables a la muestra, mientras la aplicación de la contrapresión, la presión debe ser aplicada de forma que incremente en un tiempo adecuado que permita la igualación de la presión intersticial a lo largo de la muestra.

El tamaño de cada incremento puede oscilar entre 35 kPa (5 lb/in²) hasta 140 kPa (20 lb/in²), dependiendo de la magnitud del esfuerzo de consolidación efectivo deseado y el porcentaje de saturación del espécimen. La diferencia entre la presión de la cámara y la contrapresión durante la aplicación de este método no debe superar los 35 kPa a menos que se considere necesario para controlar el hinchamiento o expansión del espécimen durante el procedimiento.

La diferencia entre la cámara y la contrapresión también debe permanecer dentro de $\pm 5\%$ cuando las presiones sean elevadas y en $\pm 2\%$ cuando éstas sean constantes.

Para verificar la igualdad tras la aplicación del incremento en la contrapresión o después de que el valor total de la contrapresión ha sido aplicado, se cierran las válvulas de drenaje de la muestra y se mide el cambio en la presión intersticial en un intervalo de 1 min. Si el cambio en la presión de poro es inferior al 5% de la diferencia entre la presión de la cámara y la contrapresión, otro incremento de la contrapresión puede ser añadido o se puede tomar una medida del parámetro B de la presión intersticial para determinar si la saturación se ha completado. Las muestras se deben considerar saturadas si el valor de B es igual o superior a 0,95, o si B no se modifica con la adición de incrementos de presión.

La determinación del parámetro B de presión de poros es definida por la siguiente ecuación:

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_3$$

Donde

Δu = Cambio de la presión intersticial del espécimen que ocurre como resultado del cambio en la presión de la cámara cuando las válvulas de drenaje del espécimen son cerradas.

$\Delta \sigma_3$ = Cambio en la presión de la cámara.

Al cerrar las válvulas de drenaje de la muestra se registra la presión de poro, con una precisión de 0,7 kPa (0,1 psi), y se aumenta la presión de la cámara en 70 kPa (10 psi). Después de aproximadamente 2 minutos, se determina y registra el valor máximo de la presión de poro inducida con una precisión de 0,7 kPa.

Para muchos especímenes, la presión de poro puede disminuir después de la respuesta inmediata y luego aumentar ligeramente con el tiempo. Si esto ocurre, los valores de Δu deben ser graficados en función del tiempo y la presión de poro asintótica debe ser usada como el cambio de presión de poro. Un gran incremento de Δu con el tiempo o los valores de Δu mayores que $\Delta\sigma_3$, indican una fuga de líquido de la cámara dentro de la muestra. La disminución de los valores de Δu con el tiempo, indican una fuga en esa parte del sistema de medición de presión de poro ubicada fuera de la cámara.

4.4. Fase de consolidación

El objetivo de la fase de consolidación de la prueba es permitir que la muestra pueda alcanzar el equilibrio en un estado de drenaje en los esfuerzos de consolidación efectivos para los cuales se requiere una determinación de fuerza. Durante la consolidación, los datos se obtienen para determinar si esta está completa, y para el cálculo de un índice de tensión que se utiliza para la parte cortante de la prueba.

- Velocidad de carga

Al aplicar la carga axial se induce la deformación axial a un ritmo de aproximadamente 1%/min para materiales plásticos o cohesivos, y 0,3%/min para materiales frágiles que alcanzan el esfuerzo desviador máximo a aproximadamente 3 a 6% de deformación. Con estas tasas, el tiempo transcurrido para alcanzar el esfuerzo desviador máximo será aproximadamente de 15 a 20 min. Se continúa con la carga al 15% de deformación axial, excepto cuando la carga puede ser detenida debido a que el esfuerzo desviador ha alcanzado su pico de esfuerzo desviador ocurrido.

El registro de los valores de carga y deformación debe ser de tres dígitos significativos alrededor de 0,1, 0,2, 0,3, 0,4 y 0,5% de deformación; luego en incrementos de aproximadamente el 0,5% de deformación al 3% y, posteriormente a cada 1%. Se toman las lecturas suficientes para definir la curva esfuerzo-deformación; por lo que las lecturas más frecuentes se dan en las primeras etapas de la prueba y en la falla son cercanas.

El procedimiento de consolidación es el siguiente:

- Cuando la fase de saturación de la prueba se ha completado, entra en contacto el pistón de carga axial con la tapa del espécimen, y registra la lectura el indicador de deformación, utilizando tres dígitos significativos. Durante este procedimiento, se debe tener cuidado de no aplicar una carga axial a la muestra que exceda del 0,5% de la carga axial estimada en la falla. Después registrar la lectura, se eleva el pistón a una pequeña distancia por encima de la tapa del espécimen, y se fija el pistón en su lugar;

- Con las válvulas de drenaje cerradas, se mantiene una contrapresión máxima constante y se incrementa la presión de la cámara, hasta que la diferencia entre la presión de la cámara y la contrapresión sea igual a la presión deseada de consolidación efectiva. La consolidación por etapas es necesaria cuando son usadas las tiras de papel filtro para el drenaje, y el incremento de carga de carga en pequeña proporción no es superior a dos;
- Se obtiene una lectura inicial de bureta, y a continuación, se abren las válvulas de drenaje adecuadas para la muestra, se puede drenar por ambos extremos de la bureta. En intervalos cada vez mayores con el transcurso del tiempo (0,1, 0,2, 0,5, 1, 2, 4, 8, 15 y 30 min. y en 1, 2, 4 y 8 horas, y así sucesivamente), se observan y se registran las lecturas de la bureta, y después de la lectura de 15 minutos, se registran las lecturas de deformación obtenidas por el indicador. Si las lecturas de la bureta y el indicador de deformación son registradas contra la raíz cuadrada del tiempo, los intervalos en las lecturas tomadas pueden ser ajustados a esos que fácilmente se han obtenido, por ejemplo: 0,09, 0,25, 0,49, 1, 4 y 9 min, y así sucesivamente. Dependiendo del tipo de suelo, los intervalos de tiempo pueden ser cambiados a un tiempo conveniente que permita la definición adecuada del cambio de volumen en función del tiempo.

5. DESARROLLO EXPERIMENTAL

5.1. Procedimiento para desairear el agua potable

ASTM D 4767 - 04: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils¹

Antes de calibrar el panel, se verifica que el compresor tenga una presión mayor a la que se estima se va a utilizar, generalmente se encuentra entre 150 a 175 psi. Posteriormente se conecta la bomba de vacíos al panel en las entradas de la parte trasera del panel (*vacuum*).

Figura 24. Panel Humboldt



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

Figura 25. **Conexiones atrás del panel**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

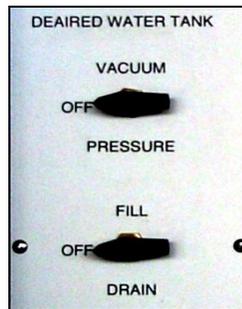
Se conectan las mangueras de agua potable, aire y agua desaireada al tanque desaireador en ese orden. Se abre la válvula para llenar el tanque desaireador (*fill*). Se enciende la bomba de vacios y se abre la válvula para desairear (*vacuum*) (ver figura 26 y figura 27).

Figura 26. **Conexiones al tanque desaireador**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

Figura 27. **Válvulas del tanque desaireador**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

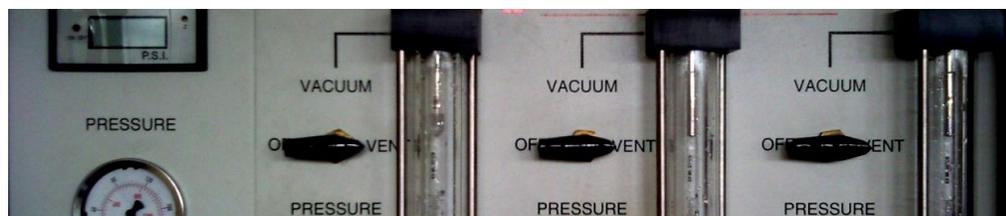
Nota: Este procedimiento se realiza un día antes de realizar el ensayo. Se deja desairear aproximadamente de 2 a 3 horas.

5.2. Procedimiento para calibrar el panel

Se abre la válvula de presión de entrada al panel, de modo que se tenga una presión mayor a la que se estima se va a utilizar en el ensayo.

Se procede a llenar las buretas y las probetas con el agua desaireada. Se colocan las válvulas de la celda, base y tapa a presión atmosférica (*vent*).

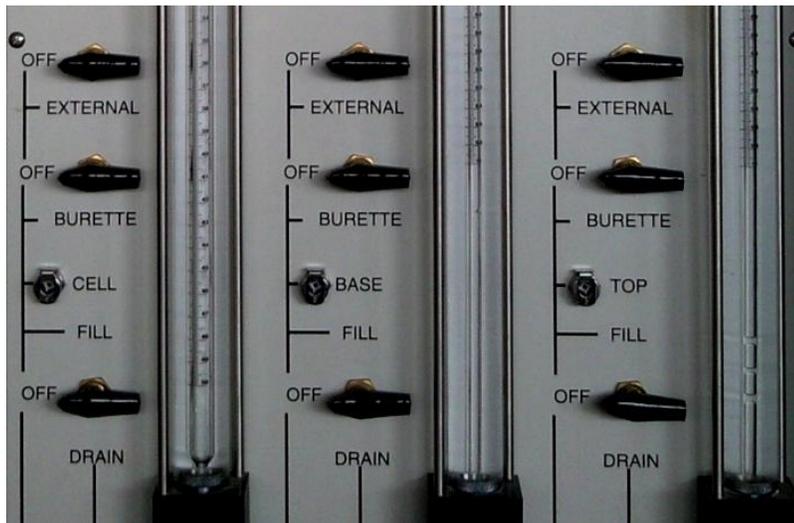
Figura 28. **Válvulas de la celda, base y tapa a presión atmosférica**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

Se abre la válvula del tanque desaireador a presión (*pressure*). Se procede a abrir las válvulas de las probetas (*external*) y de las buretas (*burette*). A continuación se abren lentamente las válvulas para llenar (*fill*), de manera que la probeta de la celda se llene dejando un espacio sin llenar aproximadamente de 5 a 10 cc. y las probetas de la base y la tapa se llenen aproximadamente a la mitad.

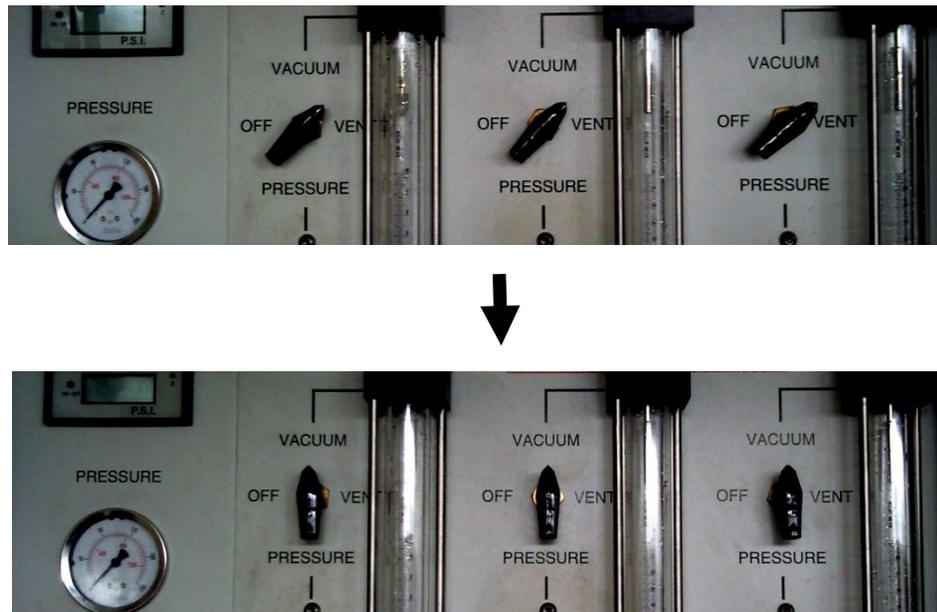
Figura 29. **Válvulas de probetas y buretas**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

Cuando las buretas y las probetas se encuentren llenas en sus niveles, se abren las válvulas de vacíos de la celda, la base y la tapa (ver figura 30).

Figura 30. Válvulas de vacío de celda, base y tapa



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

Nota: Este procedimiento se realiza para verificar que el agua a inyectar al espécimen este completamente desaireada.

Al finalizar este procedimiento se cierran todas las válvulas de las probetas y buretas. Se abren las válvulas de presión de la celda y de la base para calibrar (ver figura 31).

Figura 31. Válvulas de presión de celda, base y tapa



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

Nota: Se verifica que todas las lecturas se encuentren en cero antes de empezar a calibrar.

Se abren la válvula de presión de la celda y de la base, se levanta el lector oculto de la celda para regular la presión a la que se desea realizar el ensayo, de modo que la presión de la celda sea mayor que la de la base.

Se cierra el lector oculto de la celda y se abre el puente entre la celda y la base. Se procede a levantar el lector oculto de la base y se regula la presión.

Posteriormente se abre el puente entre la base y la tapa para que las dos tengan el mismo incremento de presión.

Figura 32. **Puentes de presión entre celda-base y base-tapa**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

5.3. Procedimiento para colocar la muestra

Se coloca sobre la base una piedra porosa seguida de un disco filtrante. Posteriormente se coloca el espécimen junto con el otro disco filtrante, la piedra porosa y la tapa.

Figura 33. **Colocación de la muestra para realizar el ensayo**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

Nota: Se dejan las piedras porosas en agua un día antes del ensayo para facilitar la saturación.

Para colocar la membrana de látex se debe conectar al panel en el sector que se encuentra debajo del tanque de agua desaireada (*vacuum*), se enciende la bomba de vacíos y se regula la presión de entrada al panel, de modo que si se mantiene la presión significa que la membrana no tiene ningún vacío o falla.

Figura 34. **Verificación de vacíos en membrana de látex**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

Se coloca la membrana a la muestra alineada.

Figura 35. **Colocación de membrana de látex**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

Se colocan los aros de goma en el disco metálico para facilitar su ubicación en la base y en la tapa del espécimen.

Figura 36. **Colocación de aros de goma**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

Nota: Al finalizar la colocación de los aros de goma se instalan las mangueras de lectura e inyección de presión intersticial en la parte superior de la tapa.

Se coloca el anillo de carga, el indicador de deformación y la cámara.

Figura 37. **Ensamblaje del espécimen para realizar el ensayo**



Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos.

5.4. Procedimiento para saturar la muestra

ASTM D 4767 - 04: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils¹

Llenar la cámara con agua de potable (*tap water*) y conectar las mangueras a la celda, la base y la tapa. Posteriormente se toman las lecturas iniciales de la presión de celda, contrapresión y presión de poro, así como la de la bureta.

Se abren todas las válvulas de las probetas (*external*) y las de la plataforma de la cámara.

Esperar 10 minutos y tomar lecturas de la presión de la celda y la contrapresión, a continuación cerrar todas las válvulas de la plataforma seguido de esto se cierran las de las probetas. Tomar lectura de presión de poro y de la bureta. Incrementar la contrapresión de 3 a 5 psi y se toma lectura de la presión de la celda y la contrapresión. Abrir las válvulas de las probetas y la válvula de confinamiento o de la celda en la plataforma y se toma lectura de presión de poro, para esto se deja que transcurra 1 minuto o hasta que estabilice. Después se procede a abrir las válvulas de la base y de la tapa que se encuentran en la plataforma. Esperar 10 minutos y se repite el procedimiento.

Al finalizar la fase de saturación cerrar todas las válvulas, las de la plataforma y las del panel.

Con cada lectura que se vaya tomando de presión intersticial calcular el parámetro B, el cual es una resta de la presión de poro inicial (sin incremento de presión de confinamiento) menos la presión de poro final (con incremento de

presión de confinamiento) dividido el cambio de presión de celda (diferencia entre la presión de celda final menos la presión de celda final anterior).

$$B = (\Delta u_f - \Delta u_o) / \Delta \sigma_3$$

Cuando el valor B sea mayor a 0,95 entonces se procede a consolidar la muestra.

Nota: El incremento de la contrapresión debe ser constante en todo el ensayo.

5.5. Procedimiento para consolidar la muestra

ASTM D 4186 - 89: Standard Test Method for One Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Controlled-Strain Loading.

Según la norma de consolidación ASTM D 2435 la muestra de suelo blando se consolida entre 80 y 100 psi.

Se bajan los niveles de las buretas y probetas de la base y la tapa a aproximadamente la mitad, para permitir que al momento del ensayo estos suban debido a que el agua en exceso procedente de la muestra regresa al panel.

Abrir las válvulas de la plataforma y el panel de la celda y después cerrar las de la base y tapa de la plataforma. Incrementar la presión efectiva a la presión de consolidación deseada y se logra ajustando la presión de la celda.

Se procede a abrir las válvulas de la tapa y base del panel y a leer los niveles iniciales de las buretas. Al abrir las válvulas de la base y la tapa de la plataforma se inicia la toma de tiempo a 6, 12, 30 segundos, 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2 horas y así sucesivamente.

5.6. Procedimiento para cargar la muestra del ensayo triaxial tipo CU

ASTM D 4767 - 04: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils¹

Después de realizar la consolidación se cierran las válvulas dejando abiertas las de la celda, tanto de la plataforma como la del panel y se disminuye la presión de la celda, de la tapa y de la base. Se procede a calibrar el anillo, el indicador de deformación y el panel.

Para el esfuerzo de confinamiento se usan incrementos en la presión de celda de 5 ton/m² (7,15 psi) hasta que estabilice la lectura del anillo en relación a la deformación y se aumenta a 10 ton/m² (14,25 psi) hasta que estabilice la lectura del anillo y por último a 20 ton/m² (28,50 psi) hasta que estabilice. La velocidad de carga para suelos cohesivos varía de 0,05 a 1 plg/min. En el proceso se van tomando los parámetros necesarios para calcular los parámetros efectivos.

5.7. Ejemplo ilustrativo del ensayo tipo CU

Fecha: Guatemala 12 de agosto de 2011. Proyecto: Edificación.

Descripción del suelo: Arcilla limosa color café

Tipo de ensayo:

UU

CU

CD

Tipo de muestra:

Remoldeada

Tabla III. **Humedad de la muestra para el ensayo triaxial tipo CU**

Humedad		
# RECIPI.	H-3	H-10
PBH gr.	115,5	109,0
PBS gr.	95,6	90,8
TARA gr.	41,1	41,2
DIF gr.	19,9	18,2
PNH gr.	74,4	67,8
PNS gr.	54,5	49,6
W %	36,51	36,69
W prom.	36,6 %	

Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Tabla IV. **Densidad específica de la muestra para ensayo tipo CU**

Pesos		Resultados	
P material al aire (Pa):	232,9 gr.	P _{cp} - P _a :	16,7 gr.
P con parafina (P _{cp}):	249,6 gr.	P _p = (P _{cp} - P _a)/0,88:	18,977 gr.
P sumergido (P _s):	91,96 gr.	P = (P _{cp} - P _s) - P _p :	138,66 gr.
Densidad del material		P _a /P = 232,9/138,66 = 1,68	

* El peso específico de la parafina es de 0,88 aproximadamente.

Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Para la probeta de 2,8 x 5,6 plg, se tiene:

$$\text{Área} = (\pi/4)(2,8 \text{ plg})^2 = 6,1575 \text{ plg}^2 = 39,726 \text{ cm}^2$$

$$\text{Volumen} = (\text{área})(\text{altura}) = (6,1575 \text{ plg}^2)(5,6 \text{ plg}) = 34,482 \text{ plg}^3 = 565,06 \text{ cm}^3$$

Tabla V. **Densidad específica del espécimen del ensayo tipo CU**

Probeta No. 1					
Do:	7,11	cm	Humedad	32,8 %	Densidad Húmeda
Lo:	14,22	cm	PNH	900,12 g	$\gamma = 1,59 \text{ g/cm}^3 = 1,76 \text{ Ton/m}^3$
Ao:	39,73	cm ²	PNS	677,80 g	Densidad Seca
Vo:	565,06	cm ³	Dif.	222,32 g	$\gamma_d = 1,20 \text{ g/cm}^3 = 1,32 \text{ Ton/m}^3$

* El factor de conversión de g/cm³ a Ton/m³ es de 1.102

* Densidad húmeda es PNH/Vo y densidad seca es PNS/Vo.

Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Tabla VI. **Datos de la fase de saturación del ensayo tipo CU**

Tiempo	Presión de Celda	Contra- Presión	Presión Efectiva $\Delta\sigma_3'$	Lectura de Bureta	Cambio de Vol.	Inc. $\Delta\sigma_3$	Presión de poro u		B $\Delta u / \Delta\sigma_3$
min	psi	psi	Psi	cc	cc	psi	Psi		
/10	Final	Final	Prom	Base /Tapa	Dif.	Dif.	Sin Inc.	Con Inc.	>0,95
09:15	10,03	4,97	5,06	5,27	0,10	5,0	2,6	5,3	0,54
09:25	15,03	9,97	5,06	5,37	0,08	5,0	6,1	10,3	0,84
09:35	20,03	14,98	5,05	5,45	0,06	5,0	11,2	15,5	0,86
09:45	25,01	19,98	5,03	5,49	0,04	4,98	16,2	20,5	0,863
09:55	30,00	24,96	5,04	5,53	0,04	4,99	21,3	25,7	0,882
10:05	35,02	29,96	5,06	5,56	0,03	5,02	26,1	30,6	0,896
10:15	39,98	34,92	5,03	5,58	0,02	4,96	31,0	35,7	0,948
10:25	44,92	39,98	4,94	5,60	0,02	4,94	35,9	40,7	0,972

* Δu = diferencia entre u con incremento menos u sin incremento.

* $\Delta\sigma_3'$ = diferencia entre la presión de celda y la contrapresión.

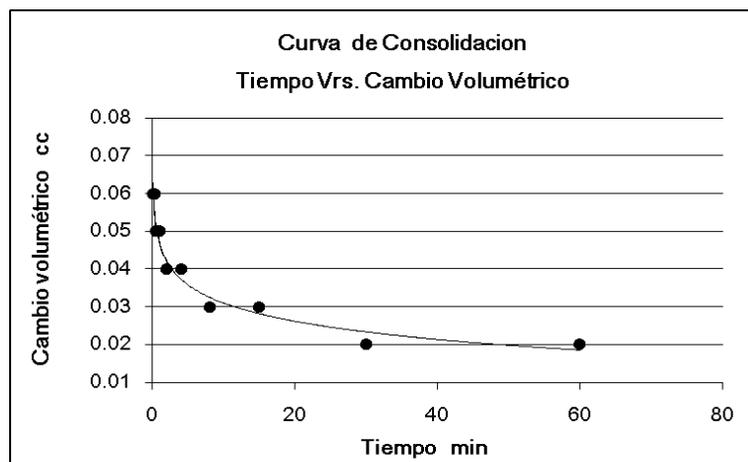
Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Tabla VII. **Datos de la fase de consolidación del ensayo tipo CU**

Fecha de Ensayo	Tiempo	Lapsos de Tiempo de Consolidación	Lecturas de Buretas	Cambio Volumétrico
	Hora		cc	cc
08/08/2011	10:30	0 seg	6,16	
		6 seg	6,10	0,06
		12 seg	6,04	0,06
		30 seg	5,99	0,05
	10:32	1 min	5,94	0,05
	10:34	2 min	5,90	0,04
	10:38	4 min	5,86	0,04
	10:46	8 min	5,83	0,03
	11:01	15 min	5,80	0,03
	11:31	30 min	5,78	0,02
	12:31	1 hora	5,76	0,02

Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Figura 38. **Curva de la fase de consolidación del ensayo tipo CU**



Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Tabla VIII. Datos de la fase de carga del ensayo tipo CU

Presión Conf. σ_3	Lectura Defor.	Lectura Carga	ϵ	Fuerza Anillo	Fuerza	Factor	Esfuerzo σ	u	u	q máx
Ton/m ²	0.001"	X	%	N	Kg	K	Ton/m ²	psi	Ton/m ²	Ton/m ²
5	0	0	0	56,75	5,791	0,252	1,458	0,3	0,21	5,73
5	5	19	0,1	72,17	7,365	0,251	1,852	0,5	0,35	5,93
5	10	21	0,2	8,00	8,163	0,251	2,051	0,8	0,56	6,03
5	15	25	0,3	9,65	9,760	0,251	2,449	1,2	0,84	6,22
5	20	31	0,4	118,78	12,121	0,251	3,039	1,5	1,05	6,52
5	25	46	0,5	176,43	18,003	0,250	4,509	1,8	1,27	7,25
5	50	57	1	218,09	22,254	0,249	5,545	2,2	1,55	7,77
5	75	69	1,5	264,65	27,005	0,248	6,695	2,6	1,83	8,35
5	100	108	2	414,09	42,254	0,247	10,423	3,0	2,11	10,21
5	125	134	2,5	513,28	52,375	0,245	12,853	3,5	2,46	11,43
5	150	152	3	582,55	59,444	0,244	14,513	3,9	2,74	12,26
5	175	164	3,5	628,13	64,095	0,243	15,568	4,3	3,02	12,78
5	200	172	4	658,90	67,234	0,242	16,246	4,6	3,23	13,12
5	225	177	4,5	678,00	69,184	0,240	16,630	4,9	3,44	13,31
5	250	182	5	696,97	71,119	0,239	17,006	5,2	3,66	13,50
5	275	186	5,5	712,14	72,667	0,238	17,284	5,4	3,80	13,64
5	300	188	6	719,72	73,441	0,237	17,376	5,5	3,87	13,69
5	325	190	6,5	727,31	74,215	0,235	17,466	5,5	3,87	13,73
10	350	208	7	796,21	81,25	0,234	19,01	8,1	5,69	19,51
10	375	210	7,5	803,79	82,02	0,233	19,11	8,3	5,83	19,56
10	400	212	8	811,38	82,79	0,232	19,21	8,5	5,98	19,60
10	425	214	8,5	818,97	83,57	0,230	19,22	9,0	6,33	19,61
10	450	217	9	830,92	84,79	0,229	19,42	9,3	6,54	19,71
10	475	219	9,5	845,85	86,31	0,228	19,68	9,7	6,82	19,84
10	500	221	10	847,15	86,44	0,227	19,62	9,9	6,96	19,81
10	525	222	10,5	850,21	86,77	0,225	19,52	10	7,03	19,76
20	550	252	11	964,345	98,403	0,224	22,04	17,9	12,58	31,02
20	575	266	11,5	1 017,07	103,78	0,223	23,12	18,2	12,79	31,56
20	600	272	12	1 040,64	106,19	0,221	23,52	18,5	13,00	31,76
20	625	274	12,5	1 048,36	106,98	0,220	23,56	18,7	13,15	31,78
20	650	276	13	1 055,81	107,73	0,219	23,59	18,8	13,22	31,80
20	675	276	13,5	1 055,81	107,74	0,218	23,45	19	13,36	31,73

Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Nota: El factor de conversión de ton/m² a psi es 1,4225778. Para determinar la fuerza se usan las tablas que proporciona el anillo de carga y se interpolan los valores.

- Deformación unitaria ϵ , en porcentaje

$$\epsilon = (\text{lectura de deformación})(0,001") * 100 / 5"$$

- Valor de factor de corrección de área K

$$K = (1 - \epsilon_r) * 10 / A_o$$

Donde:

ϵ_r = deformación unitaria, en decimales.

A_o = área de la probeta antes del ensayo.

- Esfuerzo desviador σ

$$\sigma = \sigma_1 - \sigma_3 = (F)(K)$$

$$\sigma \text{ (Ton/m}^2\text{)} = (\text{Carga "F"})(\text{Factor "K"})$$

- Esfuerzo desviador en rotura $q_{\text{máx}}$, el cual representa el centro del círculo de Mohr medido desde el origen.

$$q_{\text{máx}} = \left[\frac{\sigma + 2 \sigma_3}{2} \right]$$

Donde:

σ_3 = presión de confinamiento = 5, 10 y 20 Ton/m²

- Esfuerzo principal mayor σ_1 .

$$\sigma_1 = \sigma + \sigma_3$$

- Esfuerzos principales efectivos

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u$$

σ'_3 = esfuerzo principal menor efectivo

σ'_1 = esfuerzo principal mayor efectivo

u = lectura de presión de poro

Tabla IX. **Esfuerzos principales normales y efectivos del ensayo tipo CU**

σ_3	σ_1	σ	$q_{\text{máx}}$	u	σ'_3	σ'_1	σ'	$q'_{\text{máx}}$
5	22,47	17,47	13,73	3,87	1,13	18,13	13,60	9,86
10	29,52	19,52	19,76	7,03	2,97	22,49	13,38	12,73
20	43,46	23,46	31,73	13,36	6,64	30,1	10,10	21,83

* Las dimensionales de los esfuerzos principales (Ton/m²)

Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

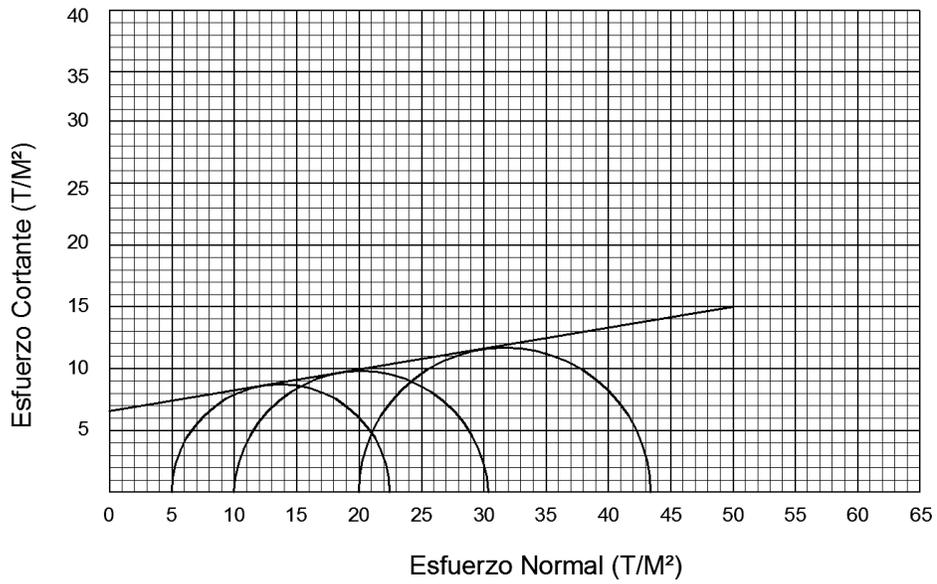
- Esfuerzo efectivo desviador de rotura $q'_{\text{máx}}$

$$q'_{\text{máx}} = \left[\frac{\sigma + 2 \sigma'_3}{2} \right]$$

σ'_3 = esfuerzo principal menor efectivo

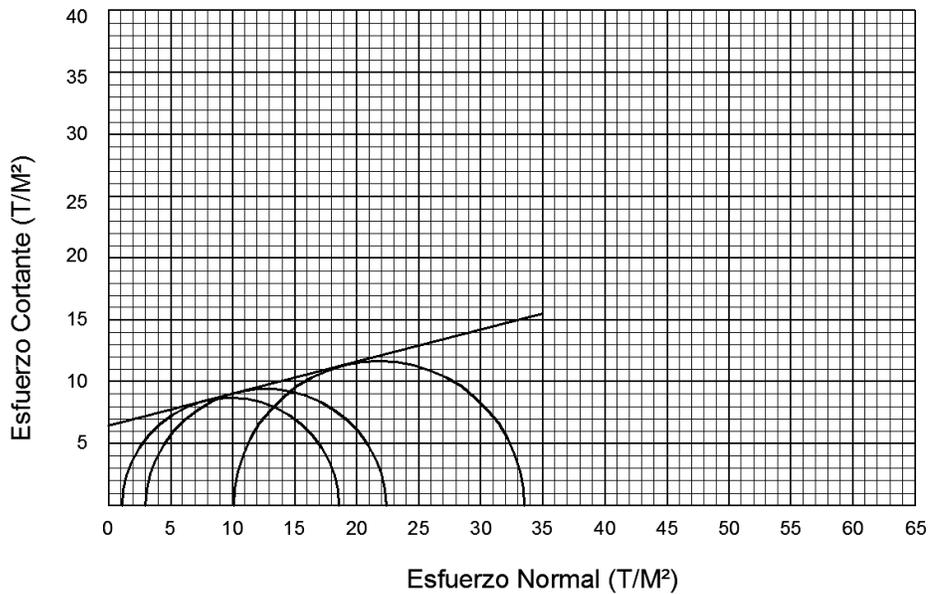
σ = esfuerzo desviador

Figura 39. **Esfuerzos principales totales del ensayo tipo CU**



Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Figura 40. **Esfuerzos principales efectivos del ensayo tipo CU**



Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

De las gráficas anteriores se pueden obtener los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna tanto totales como efectivos.

De la figura 39, se tiene que:

$$C = 6,533 \text{ T/m}^2$$

$$\emptyset = \tan^{-1} \left[\frac{Y}{X} \right] = \tan^{-1} \left[\frac{7,378-6,533}{5} \right] = 9,592$$

$$\emptyset = 9,59^\circ$$

De la Figura 40, se tiene que:

$$C' = 6,472 \text{ Ton/m}^2$$

$$\emptyset = \tan^{-1} \left[\frac{Y}{X} \right] = \tan^{-1} \left[\frac{7,763-6,472}{5} \right] = 14,478$$

$$\emptyset' = 14,48^\circ$$

Debido a la contribución de la presión de poro presente en el espécimen al saturar y consolidar la muestra, parte de la carga aplicada se recibe por dicha presión y se obtiene un ángulo de fricción mayor entre los granos del suelo, no así en la cohesión.

Tabla X. Representación de los resultados del ensayo triaxial tipo CU

Esfuerzos Totales				
Parámetros de Corte	$C = 6,53 \text{ ton/m}^2 \quad \phi = 9,6^\circ$			
Tipo de Ensayo	Consolidado – No drenado			
Descripción del Suelo	Arcilla limosa color café			
Dimensión y Tipo de Probeta.	2,8 x 5,6 plg ² (Remoldeada)			
Probeta No.		1		
Presión de confinamiento	σ_3 (Ton/m ²)	5	10	20
Desviador en rotura	$q_{\text{máx}}$ (Ton/m ²)	13,73	19,76	31,73
Presión intersticial	u (Ton/m ²)	3,87	7,03	13,36
Deformación unitaria	ϵ (%)	6,5	10,5	13,5
Densidad seca	γ_d (Ton/m ³)	1,32	1,32	1,32
Humedad	(%H)	32,8	32,8	32,8

Esfuerzos Efectivos				
Parámetros de Corte	$C' = 6,47 \text{ ton/m}^2 \quad \phi' = 14,5^\circ$			
Tipo de Ensayo	Consolidado – No drenado			
Descripción del Suelo	Arcilla limosa color café			
Dimensión y Tipo de Probeta.	2,8 x 5,6 plg ² (Remoldeada)			
Probeta No.		1		
Presión de confinamiento	σ'_3 (Ton/m ²)	1,13	2,97	6,64
Desviador en rotura	$q'_{\text{máx}}$ (Ton/m ²)	9,86	12,73	21,83
Presión intersticial	u (Ton/m ²)	3,87	7,03	13,36
Deformación unitaria	ϵ (%)	6,5	10,5	13,5
Densidad seca	γ_d (Ton/m ³)	1,32	1,32	1,32
Humedad	(%H)	32,8	32,8	32,8

Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

5.8. Procedimiento para cargar la muestra del ensayo triaxial tipo CD

ASTM D 7181 - 11: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils¹

Después de realizar la consolidación se cierran las válvulas dejando abiertas las de la celda, tanto de la plataforma como la del panel y se disminuye la presión de la celda, de la tapa y de la base. Se procede a calibrar el anillo, el indicador de deformación y el panel.

Para el esfuerzo de confinamiento se usan incrementos en la presión de celda de 5 ton/m² (7,15 psi) hasta que establezca la lectura del anillo en relación a la deformación y se aumenta a 10 ton/m² (14,25 psi) hasta que establezca la lectura del anillo y por último a 20 ton/m² (28,50 psi) hasta que establezca. La velocidad de carga para suelos cohesivos varía de 0,05 a 1 plg/min. En el proceso se abren todas las válvulas, tanto la que permite el confinamiento como las de la tapa y base que permitirán el drenaje en el ensayo.

5.9. Ejemplo ilustrativo del ensayo tipo CD

Fecha: Guatemala 12 de agosto de 2011. Proyecto: Edificación.

Descripción del suelo: Arcilla limosa color café

Tipo de ensayo:

UU

CD

CU

Tipo de muestra:

Remoldeada

Tabla XI. **Humedad de la muestra para el ensayo triaxial tipo CD**

Humedad		
# RECIP.	H-7	H-8
PBH gr.	113,0	113,5
PBS gr.	93,7	94,1
TARA gr.	41,0	41,2
DIF gr.	19,3	19,4
PNH gr.	73,5	72,3
PNS gr.	52,7	52,9
W %	36,62	36,66
W prom.	36,64	

Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Tabla XII. **Densidad específica de la muestra para ensayo tipo CD**

Pesos		Resultados	
P material al aire (Pa):	232,9 gr.	Pcp - Pa:	16,7 gr.
P con parafina (Pcp):	249,6 gr.	$P_p = (P_{cp} - P_a) / 0,88$:	18,977 gr.
P sumergido (Ps):	91,96 gr.	$P = (P_{cp} - P_s) - P_p$:	138,66 gr.
Densidad del material		$P_a / P = 232,9 / 138,66 = 1,68$	

* El peso específico de la parafina es de 0,88 aproximadamente.

* Pp es el peso de la parafina (volumen/densidad).

Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Tabla XIII. **Densidad específica del espécimen del ensayo tipo CD**

Probeta No. 2					
Do:	7,11	Cm	Humedad	32,13 %	Densidad Húmeda
Lo:	14,22	Cm	PNH	919.9 gr	$\gamma = 1,63 \text{ g/cm}^3 = 1,79 \text{ Ton/m}^3$
Ao:	39,73	cm ²	PNS	698,4	Densidad Seca
Vo:	565,06	cm ³	Dif.	221,5	$\gamma_d = 1,24 \text{ g/cm}^3 = 1,36 \text{ Ton/m}^3$

* El factor de conversión de g/cm³ a Ton/m³ es de 1.102

* Densidad húmeda es PNH/Vo y densidad seca es PNS/Vo.

Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Tabla XIV. **Datos de la fase de saturación del ensayo tipo CD**

Tiempo	Presión	Contra-	Presión	Lectura	Cambio	Inc.	Presión de		B
	Celda	Presión	Efectiva $\Delta\sigma_3'$				Bureta	de Vol.	
min	psi	psi	Psi	cc	cc	psi	psi		>0,95
/10	Final	Final	Promedio	Base /Tapa	Dif.	Dif.	Sin Inc.	Con Inc.	
09:53	15,29	10,12	5,17	5,23	0,08	5,11	5,3	9,6	0,842
10:03	20,26	15,18	5,08	5,30	0,07	4,97	10,3	14,7	0,885
10:13	25,18	20,07	5,11	5,36	0,06	4,92	15,4	19,8	0,894
10:23	30,23	25,14	5,09	5,40	0,04	5,02	20,4	24,9	0,897
10:33	35,25	30,17	5,08	5,44	0,04	5,02	25,2	29,8	0,916
10:43	40,20	35,13	5,07	5,47	0,03	4,95	30,3	34,9	0,929
10:53	45,25	40,18	5,07	5,50	0,03	5,05	35,2	39,9	0,931
11:03	50,28	45,20	5,08	5,52	0,02	5,03	40,3	45,0	0,934
11:13	55,25	50,19	5,06	5,54	0,02	5,01	45,2	50,0	0,941
11:23	60,28	55,21	5,07	5,55	0,01	5,03	50,2	55,0	0,954
11:33	65,32	60,24	5,08	5,56	0,01	5,04	55,3	60,2	0,972

* Δu = diferencia entre u con incremento menos u sin incremento.

* $\Delta\sigma_3'$ = diferencia entre la presión de celda y la contrapresión.

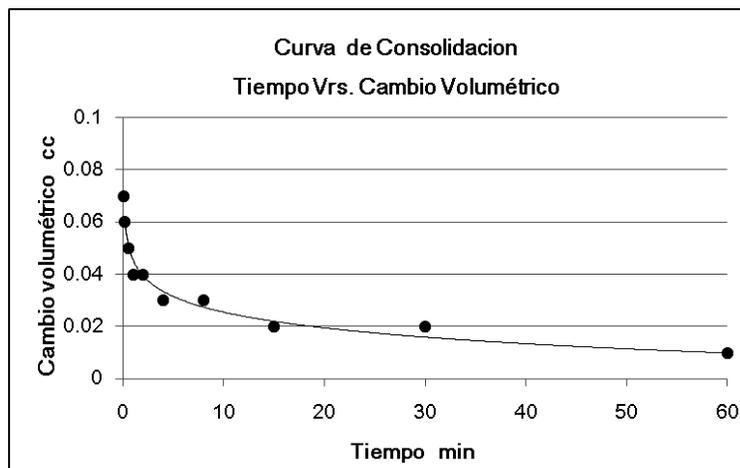
Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Tabla XV. Datos de la fase de consolidación del ensayo tipo CD

Fecha de Ensayo	Tiempo	Lapsos de Tiempo de Consolidación	Lecturas de Buretas	Cambio Volumétrico
	Hora		cc	cc
08/08/2011	10:00	0 seg	4,3	
		6 seg	4,23	0,07
		12 seg	4,17	0,06
		30 seg	4,12	0,05
	10:02	1 min	4,08	0,04
	10:04	2 min	4,04	0,04
	10:08	4 min	4,01	0,03
	10:16	8 min	3,98	0,03
	10:31	15 min	3,96	0,02
	11:01	30 min	3,94	0,02
	12:01	1 hora	3,93	0,01

Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Figura 41. Curva de la fase de consolidación del ensayo tipo CD



Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Tabla XVI. Datos de la fase de carga del ensayo tipo CD

Presión Conf. σ_3	Lect. Defor.	Lect. de Carga	ϵ	Fuerza Anillo	Fuerza	Área Ac	Factor	ΔV	ΔH	Esf. σ	q máx
Ton/m ²	0.001"	X	%	N	Kg	Ac	K	cm ³	cm	Ton/m ²	Ton/m ²
5	0	0	0	0	0	39,877	0,251	0	0,05	0,00	5,00
5	5	18	0,09	72,17	7,36	39,958	0,250	0,05	0,08	1,84	5,92
5	10	22	0,18	83,91	8,56	40,040	0,249	0,10	0,11	2,13	6,07
5	15	39	0,27	149,04	15,21	40,119	0,249	0,18	0,14	3,78	6,89
5	20	45	0,36	172,52	17,60	40,201	0,248	0,23	0,17	4,36	7,18
5	25	53	0,45	202,61	20,67	40,282	0,247	0,31	0,20	5,11	7,55
5	50	82	0,91	314,13	32,05	40,363	0,246	0,38	0,23	7,87	8,93
5	75	97	1,37	371,44	37,90	40,476	0,244	0,42	0,27	9,24	9,62
5	100	117	1,82	447,97	45,71	40,558	0,242	0,49	0,30	11,06	10,53
5	125	124	2,29	473,94	48,36	40,642	0,240	0,54	0,33	11,63	10,81
5	150	133	2,75	508,65	51,90	40,722	0,239	0,65	0,36	12,40	11,20
5	175	140	3,21	535,64	54,66	40,806	0,237	0,71	0,39	12,96	11,48
5	200	148	3,69	566,49	57,81	40,946	0,235	0,83	0,44	13,60	11,80
5	225	152	4,16	581,92	59,38	41,023	0,234	0,99	0,47	13,87	11,94
5	250	154	4,63	589,63	60,17	41,107	0,232	1,07	0,50	13,96	11,98
10	275	189	5,13	723,52	73,83	41,433	0,229	1,16	0,61	16,90	18,45
10	300	194	5,65	743,88	75,91	41,823	0,226	1,28	0,74	17,12	18,56
10	325	196	6,16	751,60	76,69	42,069	0,223	1,34	0,82	17,11	18,55
10	350	197	6,67	797,87	81,42	42,310	0,221	1,49	0,9	17,96	18,98
20	375	240	7,76	777,25	79,31	45,926	0,201	1,55	1,95	15,93	27,96
20	400	247	7,68	918,08	93,68	42,589	0,217	1,61	0,99	20,31	30,15
20	425	262	8,24	944,90	96,42	43,008	0,213	1,66	1,12	20,57	30,29
20	450	277	8,74	1056,41	107,80	43,103	0,212	1,70	1,15	22,82	31,41
20	475	282	9,25	1 076,16	109,81	43,199	0,210	1,74	1,18	23,07	31,53
20	500	285	9,76	1 088,01	111,02	43,295	0,208	1,79	1,21	23,14	31,57
20	525	287	10,28	1 085,91	110,81	43,424	0,207	1,85	1,25	22,89	31,45

Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

- Deformación unitaria ε , en porcentaje

$$\varepsilon = (\text{lectura de deformación})(0,001") * 100 / h$$

Donde:

$$h = H - \Delta H$$

h = altura del espécimen en el proceso de consolidación, en plg.

H = altura del espécimen, en plg.

$$\varepsilon_5 = (250)(0,001")(100) / (5,6 - (0,5/2,54)) = 4,63 \%$$

$$\varepsilon_{10} = (350)(0,001")(100) / (5,6 - (0,9/2,54)) = 6,67 \%$$

$$\varepsilon_{20} = (525)(0,001")(100) / (5,6 - (1,25/2,54)) = 10,28 \%$$

- Valor de factor de corrección de área K

$$K = (1 - \varepsilon_r) * 10 / A_c$$

Donde:

ε_r = deformación unitaria, en decimales.

A_c = área corregida.

$$A_c = (V - \Delta V) / (H - \Delta H)$$

Donde:

V = volumen original del espécimen = 565, 06 cm³

ΔV = cambio de volumen del espécimen registrado en el panel.

H = altura original del espécimen = 14,22 cm.

ΔH = cambio en la altura del espécimen registrada en el panel por la tapa y la base.

- Esfuerzo desviador σ

$$\sigma' = \sigma'_1 - \sigma'_3 = (F)(K)$$

$$\sigma' \text{ (Ton/m}^2\text{)} = (\text{Carga "F"})(\text{Factor "K"})$$

- Esfuerzo desviador en rotura $q_{\text{máx}}$, el cual representa el centro del círculo de Mohr medido desde el origen.

$$q'_{\text{máx}} = \left[\frac{\sigma' + 2 \sigma'_3}{2} \right]$$

Donde:

σ'_3 = presión de confinamiento = 5, 10 y 20 Ton/m₂

σ' = esfuerzo desviador

- Esfuerzo principal mayor σ'_1 .

$$\sigma'_1 = \sigma' + \sigma'_3$$

- Esfuerzos principales efectivos

$$\sigma'_3 = \sigma_3$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1$$

Donde:

σ'_3 = esfuerzo principal menor efectivo

σ'_1 = esfuerzo principal mayor efectivo

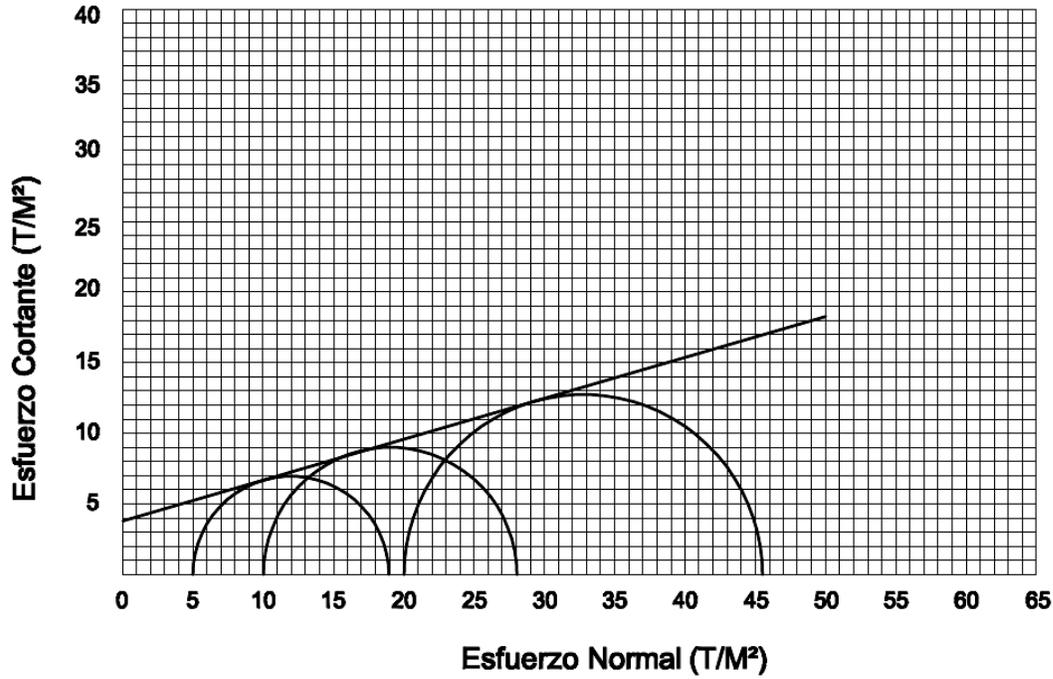
Tabla XVII. **Esfuerzos principales efectivos del ensayo tipo CD**

Esfuerzos totales				Esfuerzos efectivos			
σ_3	σ_1	σ	$q_{\text{máx}}$	σ'_3	σ'_1	σ'	$q'_{\text{máx}}$
5	18,96	13,96	11,98	5	18,96	13,96	11,98
10	27,96	17,96	18,98	10	27,96	17,96	18,98
20	42,90	22,89	31,45	20	42,90	22,89	31,45

* Las dimensionales de los esfuerzos principales (Ton/m²)

Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

Figura 42. Esfuerzos principales efectivos del ensayo tipo CD



Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

De las gráficas anteriores se pueden obtener los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna tanto totales como efectivos.

De la figura 42, se tiene que:

$$C' = 3,80 \text{ T/m}^2$$

$$\phi' = \tan^{-1} \left[\frac{Y}{X} \right] = \tan^{-1} \left[\frac{5,248 - 3,80}{5} \right] = 16,13$$

$$\phi' = 16,13^\circ$$

Los círculos del Mohr, para el ensayo tipo drenado, se encuentran desplazados el valor de la presión de poro con respecto al esfuerzo de confinamiento, debido a que en esta prueba se usan las presiones efectivas totales, lo cual da como resultado un ángulo de fricción mayor entre las partículas del suelo cohesivo y una disminución de la cohesión.

Tabla XVIII. **Representación de los resultados del ensayo triaxial tipo CD**

Esfuerzos Efectivos				
Parámetros de Corte	$C' = 3,80 \text{ ton/m}^2 \quad \phi' = 16,13^\circ$			
Tipo de Ensayo	Consolidado – Drenado			
Descripción del Suelo	Arcilla limosa color café			
Dimensión y Tipo de Probeta.	2,8 x 5,6 plg ² (Remoldeada)			
Probeta No.		2		
Presión de confinamiento	σ_3 (Ton/m ²)	5	10	20
Desviador en rotura	$q_{m\acute{a}x}'$ (Ton/m ²)	11,98	18,98	31,45
Deformación unitaria	ϵ (%)	4,63	6,67	10,28
Densidad seca	γ_d (Ton/m ³)	1,36	1,36	1,36
Humedad	(%H)	32,13	32,13	32,13

Fuente: elaboración propia con base a resultados de ensayo.

CONCLUSIONES

1. Para las obras civiles tales como: taludes, presas de tierra, fundaciones de estructuras, muros de contención y todas aquellas estructuras que se vayan a cimentar sobre suelos cohesivos se requiere la evaluación de la resistencia al corte del suelo.
2. El comportamiento drenado y no drenado depende del agua que puede entrar o salir del suelo, influyendo en la acomodación de las partículas que genera un cambio de volumen y por lo tanto en su densidad, pero no se dan cambios en la presión de poro. Por el contrario, si el cambio de volumen no es posible, la presión de poro cambia y entonces se producirá un cambio en el esfuerzo efectivo. En términos generales los suelos cohesivos tienden a fallar en condiciones no drenadas.
3. Haciendo una analogía entre los suelos cohesivos y un material dúctil como lo es el acero, se presenta un aumento de la resistencia con respecto a la deformación al corte, alcanzando el punto de fluencia donde el material se deforma pero ya no resiste carga hasta llegar al punto de ruptura o de colapso.

4. En las pruebas de laboratorio se asume que el exceso de presión de poro que se desarrolla en el espécimen es el mismo que se da en el terreno. Por lo tanto, la curva de esfuerzo-deformación de una arcilla sobreconsolidada es similar a la de una arena densa, mientras que la de una arcilla normalmente consolidada es similar al de una arena suelta. Sin embargo, en el caso de existir exceso la presión de poro en un suelo normalmente consolidado aumenta hasta la falla y en un suelo preconsolidado disminuye el corte.
5. Las pruebas consolidadas no drenadas y drenadas sirven para estimar la capacidad de carga a mediano y largo plazo respectivamente, en suelos cohesivos parcial y completamente saturados.
6. Los parámetros de corte obtenidos del ensayo consolidado drenado sirven para el cálculo del empuje lateral en muros de contención y los obtenidos del ensayo consolidado no drenado sirven para el diseño de los cimientos superficiales.

RECOMENDACIONES

1. Todo trabajo realizado debe contar previamente con una planificación y diseño adecuados para evitar costos innecesarios que afecten la calidad del producto final.
2. Utilizar los ensayos consolidados para obtener los parámetros efectivos principales que sirvan para la modelación de las condiciones extremas en las que se pudiera encontrar el suelo.
3. Debido a que en la actualidad sólo se realiza el ensayo triaxial no consolidado no drenado o prueba rápida y el corte directo, se sugiere que siendo los esfuerzos principales de vital importancia, se debe divulgar el conocimiento de los ensayos consolidados para tener control tanto de la presión de confinamiento como la presión de poros, así como la simulación de condiciones iniciales isotrópicas y anisotrópicas.
4. Es importante conocer el manejo apropiado, tanto de la muestra como del equipo que se utiliza en el ensayo. Se debe tener en cuenta que en la práctica de la prueba se tienen pérdidas de presión y que los datos varían de acuerdo al operador.
5. El parámetro de Skempton, siendo la relación entre el cambio de la presión intersticial y el cambio de la presión de confinamiento, es una variable muy sensible y se sugiere que se utilicen los datos con dos decimales para evitar medidas abruptas que dificulten la determinación del índice de saturación del suelo.

6. Los parámetros y esfuerzos efectivos son útiles para estudios de suelo donde se requiera conocer su comportamiento en diferentes estados. En las obras civiles de gran envergadura es importante evaluar y analizar todos los posibles escenarios para tener una mayor certeza sobre el diseño de la cimentación.

BIBLIOGRAFÍA

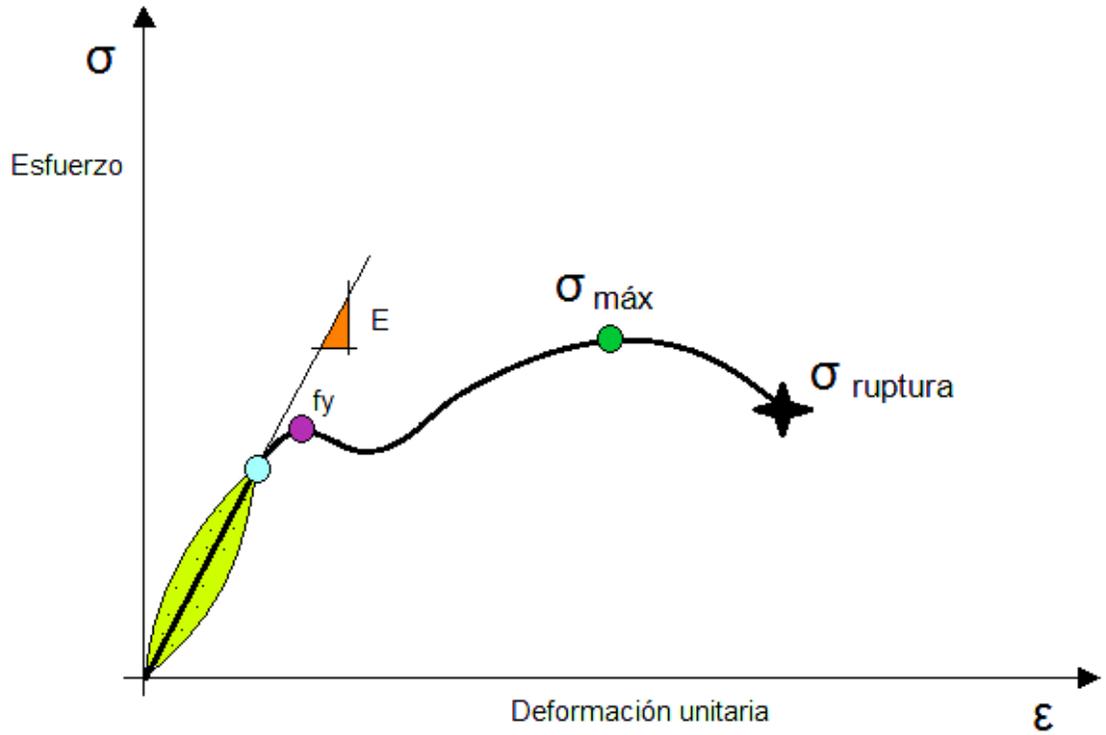
1. *Apuntes de resistencia al corte.* [en línea]. [ref. de 8 de agosto de 2011].
Disponible en Web:
<http://www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/Apuntes%20de%20Resistencia%20al%20Corte%201.pdf> Consultado en agosto de 2011.
2. BISHOP, Alan W.; D. J., *Henkel. The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.* London: Edward Arnold (Publishers) LTD. 1957. 190 p.
3. BRAJA, M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones.* 5a ed. México: Cengage Learning, 2006. 766 p.
4. Código técnico de la edificación. Documento Básico SE-C, seguridad estructural, cimentaciones. España. Ministerio de Fomento, Dirección General de la Vivienda, la Arquitectura y el Urbanismo. Noviembre 2003. 13 de junio de 2011. 170 p.
5. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones.* 4a ed. México: Limusa, 1996. 639 p.
6. *Esfuerzo y resistencia al Cortante.* [en línea]. [ref. de 1 de agosto de 2011].
Disponible en Web:
http://ocw.uis.edu.co/educommons/ingenieria-civil/estabilidad-de-taludes/clase-3/3_Esfuerzo_y_resistencia_al_cortante.pdf.

7. JUÁREZ BADILLO, Eulalio; RICO RODRÍGUEZ, Alfonso. Mecánica de suelos. Fundamentos de la ingeniería de suelos. 3a. ed. México: Limusa, 2009. 644 p.

8. LEONI, Augusto J. *Apuntes de Resistencia al Argentina: corte*. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de La Plata, 1987. 64 p.

APÉNDICES

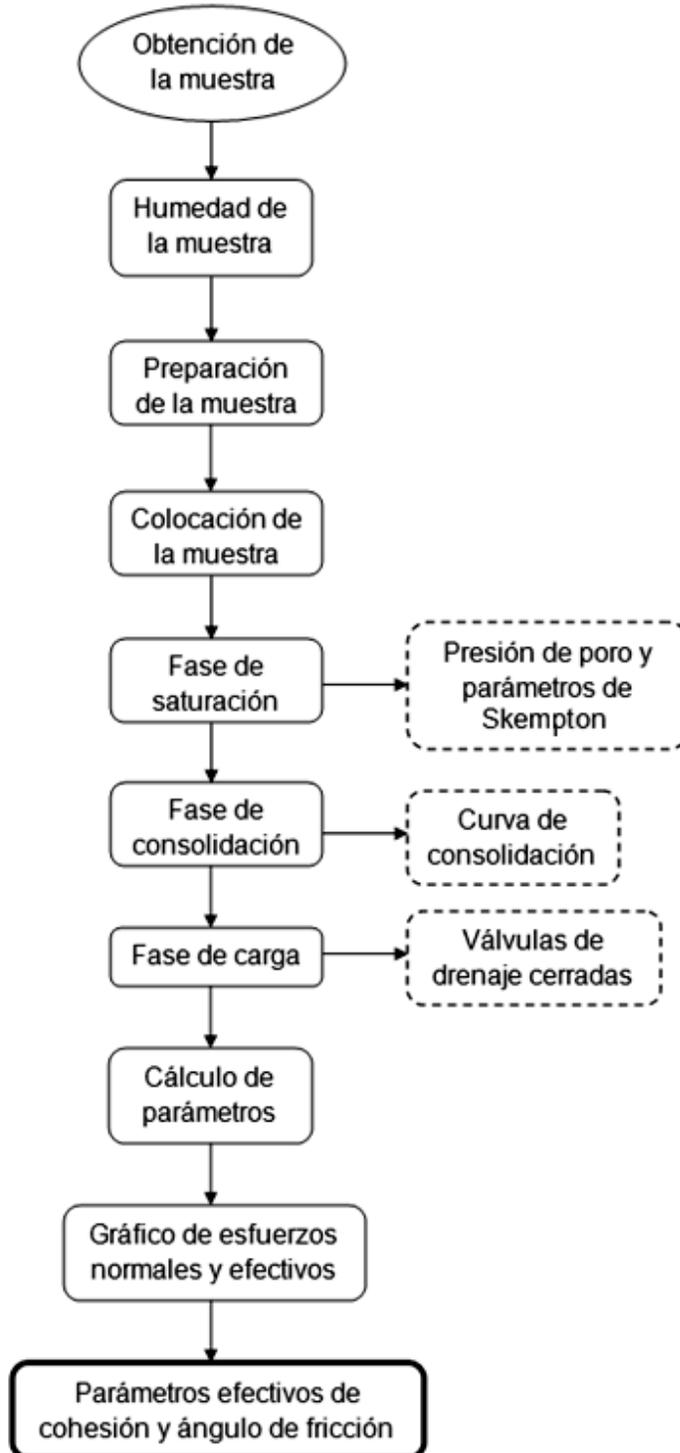
Esfuerzo vs. Deformación Unitaria de un Material Dúctil



- Hoja de histeresis (Idealización de una recta)
- Módulo de Young
- Esfuerzo máximo
- Límite de proporcionalidad
- Límite de fluencia f_y
- Esfuerzo de ruptura

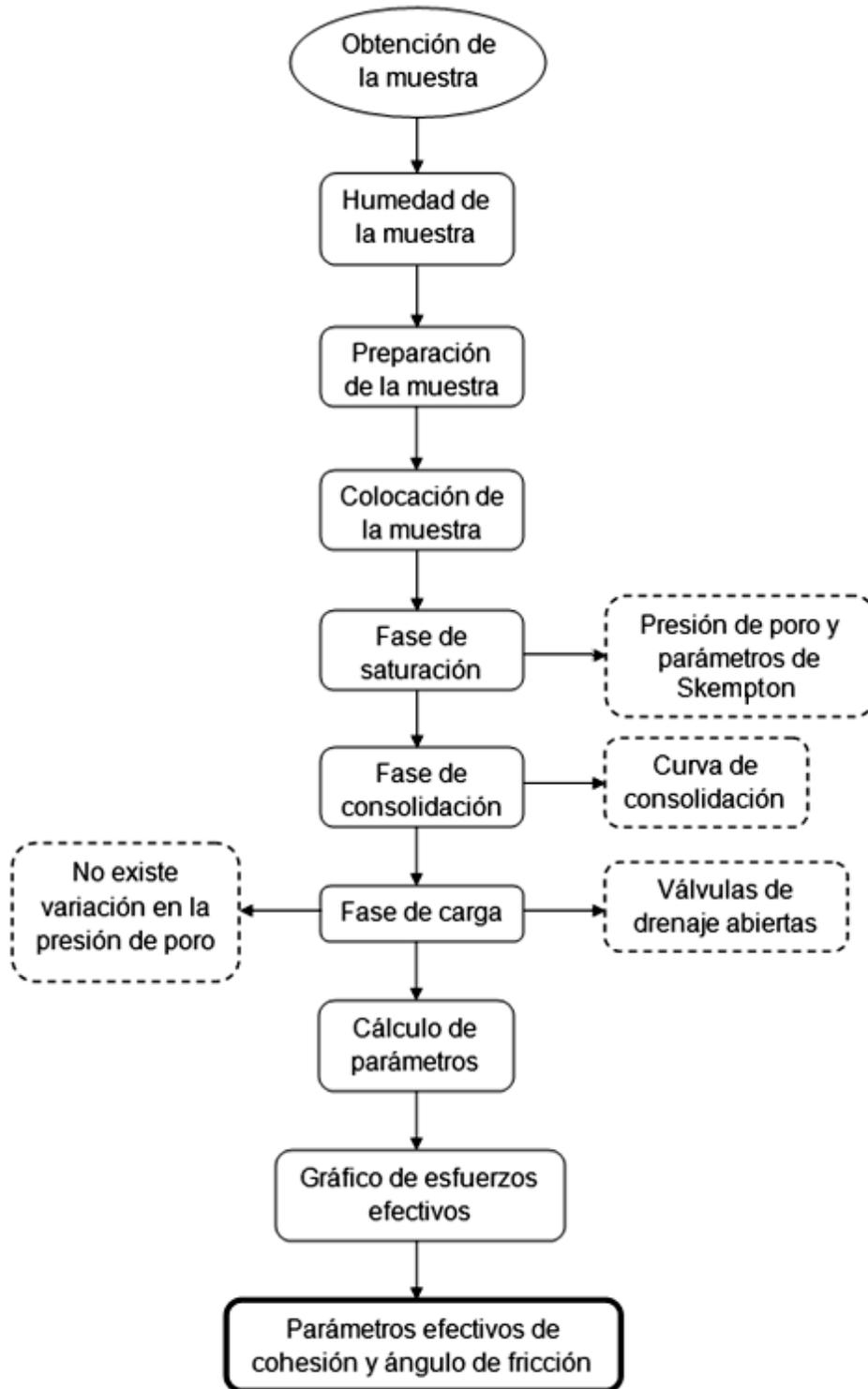
Fuente: elaboración propia.

Algoritmo para el ensayo triaxial tipo CU



Fuente: elaboración propia.

Algoritmo para el ensayo triaxial tipo CD



Fuente: elaboración propia.



Fecha:	Proyecto:
Descripción del suelo:	
Interesado:	Lugar:
Tipo de ensayo: UU / CU / CD	Tipo de muestra: Inalterada / Remoldeada
Muestra:	Estación:
Operador:	

Datos de la fase de consolidación del ensayo triaxial.

Fecha de Ensayo	Tiempo	Lapsos de Tiempo de Consolidación	Lecturas de Buretas	Cambio Volumétrico
	Hora		cc	Cc
	6 seg			
	12 seg			
	30 seg			
	1 min			
	2 min			
	4 min			
	8 min			
	15 min			
	30 min			
	1 hora			
	2 horas			
	4 horas			
	8 horas			
	12 horas			



Fecha:	Proyecto:
Descripción del suelo:	
Interesado:	Lugar:
Tipo de ensayo: CU	Tipo de muestra: Inalterada / Remoldeada

Presión Conf. σ_3	Lectura de Deform.	Lectura Carga	ϵ	Fuerza Anillo	Fuerza	Factor	Esfuerzo σ	u	u	q máx
Ton/m ²	0.001"	X	%	N	Kg	K	Ton/m ²	psi	Ton/m ²	Ton/m ²
	0		0			0,252				
	5		0,1			0,251				
	10		0,2			0,251				
	15		0,3			0,251				
	20		0,4			0,251				
	25		0,5			0,250				
	50		1			0,249				
	75		1,5			0,248				
	100		2			0,247				
	125		2,5			0,245				
	150		3			0,244				
	175		3,5			0,243				
	200		4			0,242				
	225		4,5			0,240				
	250		5			0,239				
	275		5,5			0,238				
	300		6			0,237				
	325		6,5			0,235				
	350		7			0,234				
	375		7,5			0,233				
	400		8			0,232				
	425		8,5			0,230				
	450		9			0,229				
	475		9,5			0,228				
	500		10			0,227				
	525		10,5			0,225				
	550		11			0,224				
	575		11,5			0,223				
	600		12			0,221				
	625		12,5			0,220				
	650		13			0,219				
	675		13,5			0,218				
	700		14,0			0,216				
	725		14,5			0,215				
	750		15,0			0,214				
	775		15,5			0,213				
	800		16,0			0,211				
	825		16,5			0,210				
	850		17,0			0,209				
	875		17,5			0,208				
	900		18,0			0,206				
	925		18,5			0,205				
	950		19,0			0,204				
	975		19,5			0,203				
	1000		20,0			0,201				