



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARACTERIZACIÓN DE SUELOS GRANULARES
UNIFORMES EN ESTADO DENSO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JAZMÍN PÉREZ CUEVAS

ASESOR:
ING. HÉCTOR A. LEGORRETA CUEVAS

MÉXICO, D.F. 2006





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios:

Por haberme permitido continuar en esta vida para llevar a cabo mi más grande meta, por permitir tener a mi lado al tesoro más grande que es mi familia, el motor para seguir luchando.

A mis padres

Narciso y Josefina:

Primeramente por darme la vida, por el gran apoyo que siempre me han brindado desde el instante en que nací, porque gracias a ellos he podido salir adelante y he logrado triunfos y también me han ayudado a sobrellevar los fracasos y caídas. Agradezco sus enseñanzas, regaños y sobre todo la paciencia que me han tenido durante todo este tiempo para poder llevar a cabo la realización de este trabajo. Porque a pesar de los problemas en los que se enfrentan día con día, siempre nos han mostrado un gran entusiasmo por seguir adelante y poder llevar a cabo lo que nos proponemos.

A mis hermanos

Leticia, Fernando y Elsa María:

Por el apoyo incondicional que de cierta manera me ha brindado cada uno durante todo el recorrido de mi vida como estudiante. Por ser mis amigos y compañeros de casa y que a través de la experiencia de cada uno, me han enseñado a valorar grandes cosas, y una de ellas es la Familia y las ganas de seguir siempre adelante.

A mis sobrinas

Ximena, Valeria y Mariana:

Que son parte de mi familia, y son parte también de las fuerzas que tengo para seguir adelante y como tía pero sobre todo como amiga, siempre contarán con mi apoyo incondicionalmente. Que este logro sea un aliciente para que sigan adelante en sus estudios y puedan alcanzar y realizar sus metas.

A

Claudia:

Que también forma parte de la familia y que de alguna manera me ha mostrado su apoyo para la realización de este trabajo, y sobre todo por las ganas y el entusiasmo transmitidos.

Guillermo:

Por compartir juntos tantos momentos y experiencias, y que a través de ellas me han dejado una enseñanza. Por el apoyo y entusiasmo que me brindaste para la realización de este trabajo, por el tiempo dedicado. Pero sobre todo por tu compañía, por ser mi gran amor y mi gran amigo, por ser parte de esta meta.

A mi asesor de Tesis

Ing. Héctor A.:

Por sus enseñanzas que como profesor me ha transmitido para seguir fortaleciendo mi aprendizaje. Por la oportunidad que me brinda para la realización de este trabajo y sobre todo por el tiempo y paciencia para llevarlo a cabo. Y además de ser un gran profesor ha demostrado ser un gran amigo.

A mis sinodales

M.I. Agustín Demenegui C.

Ing. Héctor J. Guzmán O.

Ing. Ernesto R. Mendoza S.

M.I. Humberto Gardea V.

Por sus enseñanzas transmitidas, sus consejos y paciencia para compartir sus conocimientos y experiencias que me han ayudado para seguir adelante.

A mis compañeros de laboratorio

Les agradezco el tiempo, dedicación y apoyo para llevar a cabo una parte importante de este trabajo. Por su compañerismo durante todo este tiempo.

INDICE

<i>Introducción</i>	1
<i>Objetivo</i>	3
Capítulo I	
<i>Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos</i>	
1.1 Sistemas de clasificación de los suelos	4
1.2 Clasificación mediante el SUCS	6
1.3 Análisis granulométrico en suelos gruesos	9
1.4 Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos	11
1.5 Factores que influyen en los suelos gruesos	17
Capítulo II	
<i>Equipos de laboratorio para determinar la resistencia al esfuerzo cortante</i>	
2.1 Torcómetro, Penetrómetro y Veleta	20
2.2 Corte directo	22
2.2.1 Generalidades	22
2.2.2 Clasificación de ensayos de corte directo	23
2.2.3 Fundamentos para el análisis del ensayo. Ley de Coulomb	24
2.2.4 Ecuación de falla de corte de Coulomb	24
2.2.5 Componentes de la resistencia al corte	26
2.2.6 Ensayo de corte directo	27
2.2.7 Ensayo	30
2.3 Ensayo Triaxial	33
2.3.1 Generalidades	33
2.3.2 Equipo de ensayo	36
2.3.2.1 Descripción del aparato triaxial	36
2.3.3 Procedimiento de ensayo	38
2.3.4 Condiciones de drenaje del ensayo	43
2.3.4.1 Prueba consolidada-drenada. CD	43

2.3.4.2	Prueba consolidada-no drenada. CU	45
2.3.4.3	Prueba no consolidada-no drenada. UU	46
2.3.5	Presentación de datos y resultados	46
2.3.6	Resultados de la prueba	48

Capítulo III

Materiales utilizados

	Materiales utilizados	51
3.1	Propiedades índice	53
3.2	Granulometría	53
3.3	Clasificación SUCS	57

Capítulo IV

Ensayes realizados

4.1	Ensaye CD	58
4.2	Ensaye CU	61
4.3	Ensaye UU	62

Capítulo V

	<i>Proceso de resultados</i>	65
--	------------------------------	----

Capítulo VI

	<i>Análisis de resultados</i>	115
--	-------------------------------	-----

	<i>Conclusiones</i>	117
--	---------------------	-----

	<i>Bibliografía</i>	
--	---------------------	--



INTRODUCCIÓN

El suelo para el ingeniero civil es de suma importancia, ya sea para el apoyo de las estructuras que diseña como son; edificios, puentes, puertos, torres, etc., o como material de construcción en diques, cortinas, terracerías, rellenos, etc. Por tales motivos el papel que juega la Mecánica de Suelos dentro de la Ingeniería Civil es prioritario y debe constituir un conocimiento amplio del ingeniero dedicado a esta rama de la ingeniería; dentro de este conocimiento se encuentra el determinar de forma correcta el comportamiento del suelo, bajo la aplicación de cargas para ver su resistencia, y se tienen diferentes comportamientos como suelos existan en la naturaleza, así como de las herramientas disponibles, que permitan analizar los diferentes problemas que se presentan desde un punto de vista práctico en Ingeniería.

La Mecánica de Suelos trata del conocimiento cualitativo y cuantitativo de las propiedades índice y mecánicas de los sedimentos de diferente origen geológico. Los problemas en Mecánica de Suelos pueden ser clasificados en dos grandes grupos, estos son:

- A) problemas de capacidad de carga, estabilidad, resistencia y
- B) problemas de deformación

Se entiende que las herramientas que se aplican en la resolución de los problemas de mecánica de suelos contienen parámetros que las gobiernan e independientemente de la bondad de la teoría en cuestión, los parámetros representativos de las condiciones en campo son fundamentales para obtener la precisión deseada desde un punto de vista práctico de ingeniería. De aquí la necesidad de poner extremada atención en la obtención de muestras de suelo.

1) Problemas de capacidad de carga, estabilidad y resistencia

Los problemas de estabilidad, ya sean para el apoyo de las cimentaciones de estructura o bien de material de préstamo para obras de retención o vialidad, requieren del conocimiento de las propiedades de la resistencia del suelo. El incremento en la presión del agua de poro generada por sismos debe tomarse en cuenta en los problemas de estabilidad.

Es necesario también conocer con la mayor precisión posible la estratigrafía del subsuelo hasta una profundidad a la cual se considere que por el diagnóstico del problema no se rebasará la resistencia del suelo.

Los problemas de estabilidad generalmente se analizan por la resistencia dada por la "Ley de Coulomb" que se aplica a una superficie potencial de deslizamiento supuesta, que proporcione el factor mínimo de seguridad, como es el caso de la



estabilidad de taludes naturales o bien construidos por el hombre, empuje de tierras, fricción en pilotes, capacidad de carga, zapatas de cimentación etc.

2) Problemas de deformación

Una vez analizado y resuelto el problema anterior, de manera muy concisa, lo que implica que no existirá una falla de la masa de suelo con un determinado factor de seguridad, es necesario cuantificar las deformaciones para justificar el comportamiento funcional de la obra por construir.

En los problemas de deformación se necesitan hacer teorías e hipótesis simplificadoras de cómo se distribuyen los esfuerzos en la masa de suelo, como en el caso de los análisis de hundimiento, corrimientos horizontales, expansiones por alivio de carga de las excavaciones y en los problemas de interacción suelo-estructura, ya sea para efectuar la compatibilidad de esfuerzos o bien la de deformaciones entre la estructura y el suelo.

Para realizar el análisis de los problemas de deformación será necesario conocer las propiedades esfuerzo-deformación del suelo, tanto en dirección vertical o bien normal a los planos de estratificación, así como en sentido horizontal o paralelo a dichos planos. De las pruebas así efectuadas se determinan los parámetros a usar dentro del rango del esfuerzo octaédrico al que está sometido el suelo en la naturaleza y del nivel de esfuerzos, que se estima estará sujeto el suelo por la acción de cargas aplicadas.

Sabemos que los parámetros esfuerzo-deformación son función del nivel de esfuerzos aplicados y del tiempo de su aplicación. Dentro de este concepto, los parámetros no serán los mismos para una cimentación donde la carga se aplique lentamente o por la acción súbita que originaría una onda sísmica.

Para obtener los parámetros de resistencia al cortante se pueden realizar ensayos de resistencia de laboratorio o de campo o se pueden utilizar correlaciones empíricas a partir de ensayos indirectos u otras propiedades de los suelos. Los ensayos de laboratorio más comunes son los ensayos de Compresión Triaxial y de Corte Directo. En el presente trabajo se abordaran los procedimientos de ensaye triaxial aplicada en arenas uniformes en estado denso en condiciones secas y saturadas.

Los suelos saturados que maneja el ingeniero constructor suelen estar formados por dos elementos: partículas sólidas y agua. Al someter un suelo saturado a un estado de tensiones o compresiones, los esfuerzos aplicados son absorbidos en diferente proporción por cada uno de estos elementos. La parte de esfuerzo tomada por el esqueleto sólido es lo que se denomina «presión efectiva». La parte de tensión absorbida por el agua se llama «presión intersticial»; como ya sabemos, el agua no puede soportar esfuerzos cortantes, y, por ello, la presión intersticial sólo tendrá componente normal.



OBJETIVO

La realización de este trabajo tiene como objetivo el de determinar la caracterización de suelos granulares uniformes en estado denso y la influencia que tiene la forma de los granos de estos en el comportamiento para obtener la resistencia al esfuerzo cortante, haciendo una comparación con el ángulo de fricción interna (ϕ) obtenido para cada muestra ensayada o en función de la serie triaxial realizada.



1. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

1.1 Sistemas de clasificación de los suelos

Los materiales granulares son fragmentos de roca producidos por acciones erosivas. Su tamaño y forma depende de: la calidad de la roca madre de donde se originaron, del grado de meteorización, y del desgaste que haya sufrido durante el transporte. Se encuentran en sitios muy variados en la superficie terrestre. Se localiza en: los depósitos glaciares, los fondos de los valles, acumulaciones volcánicas, las brechas de falla, los lechos de los ríos y los lagos, y los mares. Dada su distribución es frecuente utilizarlos como material de cimentación en obras de infraestructura civil. También se utilizan para la construcción de estructuras de tierra como: presas, pedraplenes de carreteras y vía férreas, pavimentos, entre los más comunes.

La clasificación clásica de los materiales granulares se basa en los tamaños de las partículas que los conforman, partiendo de un tamaño menor hacia uno mayor tenemos, limos, arenas, gravas y esolleras. Esta clasificación nos dice poco de su comportamiento, por lo que para obtener una descripción completa se acude a otras características, como: origen geológico, composición mineralógica, grado de alteración, resistencia y existencia de planos de facturación, forma de la partícula, es decir una descripción geotécnica.

Un Sistema de Clasificación de los Suelos es una agrupación de éstos con características semejantes. El propósito es estimar en forma fácil las propiedades de un suelo por comparación con otros del mismo tipo, cuyas características se conocen. Son tantas las propiedades y combinaciones en los suelos y múltiples los intereses ingenieriles, que las clasificaciones están orientadas al campo de ingeniería para el cual se desarrollaron, por consiguiente, sólo se explicarán las clasificaciones empleadas en obras viales.

1. Sistema ASSHTO
2. Sistema unificado de clasificación de suelos SUCS

El SUCS se explicará en la sección 1.2

Sistema ASSHTO

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

Este sistema describe un procedimiento para clasificar suelos en siete grupos, basado en las determinaciones de laboratorio de granulometría, límite líquido e



índice de plasticidad. La evaluación en cada grupo se hace mediante un "índice de grupo", el cual se calcula por la fórmula empírica:

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

En que:

- F = Porcentaje que pasa por 0.08 mm, expresado en números enteros basado solamente en el material que pasa por 80 mm.
WI = Límite Líquido.
IP = Índice de Plasticidad.

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

El grupo de clasificación, incluyendo el índice de grupo, se usa para determinar la calidad relativa de suelos de terraplenes, material de subrasante, subbases y bases. Disponiendo de los resultados de los ensayos requeridos, proceda en la Tabla 1.1 de izquierda a derecha y el grupo correcto se encontrará por eliminación. El primer grupo desde la izquierda que satisface los datos de ensaye es la clasificación correcta. Todos los valores límites son enteros, si alguno de los datos es decimal, se debe aproximar al entero más cercano.

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

Este método define:

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

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

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



Tabla 1.1 Sistema de clasificación ASSHTO

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN ASSHTO											
Clasif. General	Suelos granulares ($\leq 35\%$ pasa 0.08mm)						Suelos finos ($> 35\%$ bajo 0.08 mm)				
Grupo	A-1		A-3	A-3				A-4	A-5	A-6	A-7
Subgrupo	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6*	A-2-7*				A-7-5**
2 mm	≤ 50										
0.5 mm	≤ 30	≤ 50	≥ 51								
0.08 mm	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35				≥ 36			
WI				≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41
IP	≤ 6		NP	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11
Descripción	Gravas y Arenas		Arena fina	Gravas y Arenas Limosas y Arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
	** A - 7 - 5 : $IP \leq (w_L - 30)$						A - 7 - 6 : $IP > (w_L - 30)$				
	$IG = (B/0.08 - 35) (0.2 + 0.005 (w_L - 40)) + (B/0.08 - 15) (IP - 10) * 0.01$ * Para A - 2 - 6 y A - 2 - 7: $IG = (B/0.08 - 15) (IP - 10) * 0.01$ Si el suelo es NP \rightarrow $IG = 0$; Si $IG < 0 \rightarrow IG = 0$										

1.2 Clasificación mediante el SUCS

En el presente trabajo se ocupará el sistema SUCS (Unified Soil Classification System) basada en el sistema de Aeropuertos de Casagrande, y cubre gruesos y finos, separándolos por el tamizado de la malla 200. La idea básica de este sistema es que los suelos gruesos pueden ser clasificados de acuerdo con su curva granulométrica, mientras que el comportamiento ingenieril de los suelos finos está relacionado con su plasticidad.

En otras palabras, los suelos en los cuales la fracción fina no excede en cantidad suficiente para afectar su comportamiento son clasificados de acuerdo con su curva granulométrica, en cuanto que los suelos en los cuales su comportamiento es controlado por sus fracciones finas, son clasificados de acuerdo con sus características de plasticidad.

Las cuatro mayores divisiones del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos son las siguientes:



1. - Suelos gruesos (gravas y arenas),
2. - Suelos finos (limos y arcillas),
3. - Suelos orgánicos
4. - Turba.

La clasificación es realizada con la fracción de material que pasa la malla de 3" (76.2mm), debiendo anotar la cantidad de material retenido en esta malla, considerado como fragmento de roca. Son denominados suelos gruesos aquellos que posean mas del 50% de material retenido en la malla No. 200 y suelos finos aquellos donde el 50% o más pasen la malla No. 200. Los suelos orgánicos y las turbas son generalmente identificadas de manera visual. Cada grupo es clasificado por un símbolo, derivado de sus nombres correspondientes del ingles y el sueco:

- ⊕ Gravas (**G**)
- ⊕ Arenas (**S**)
- ⊕ Limos (**M**)
- ⊕ Arcilla (**C**)
- ⊕ Suelos orgánicos (**O**)
- ⊕ Turba (**Pt**)

En esta parte sólo se hablará de la fracción gruesa

Suelos gruesos

Los suelos gruesos son clasificados como gravas o arenas, clasificados como gravas aquellos suelos teniendo más del 50% de su fracción gruesa retenida en la malla No. 4 (4.76 mm) y como arenas aquellos suelos teniendo mas del 50% de su fracción gruesa pasando la malla No. 4. Cada grupo a su vez es dividido en cuatro subgrupos dependiendo de su curva granulométrica o de la naturaleza de la fracción fina eventualmente existente. Estas son:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado **W**, (**SW** y **GW**)
2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado **P**, (**SP** y **GP**)
3. Material con cantidades apreciables de finos no plásticos, **M**, (**GM** y **SM**)
4. Material con cantidades apreciables de finos plásticos **C**, (**GC** o **SC**)

Grupos GW y SW

Formados por un suelo bien graduado con pocos finos. En un suelo bien graduado, los granos menores pueden ocupar los espacios vacíos dejados por los granos mayores, de modo que los suelos bien graduados tienden a presentar altos valores de peso específico (o menor cantidad de vacíos) y buenas características de resistencia y deformabilidad. La presencia de finos en estos grupos no debe producir efectos apreciables en las propiedades de la fracción gruesa, ni interferir



en su capacidad de drenaje, siendo fijada como máximo 5% del suelo, con relación a su peso seco. Un examen de su curva granulométrica, los suelos gruesos se fijan por medio de dos coeficientes, de uniformidad (**Cu**) y de curvatura (**Cc**). Para que un suelo sea considerado bien graduado es necesario que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, en el caso de gravas, o mayor que 6, para las arenas, y que su coeficiente de curvatura esté comprendido entre 1 y 3.

Grupos GP y SP

Formados por suelos mal graduados (curvas granulométricas uniformes o abiertas). Como los subgrupos SW y GW, poseen un máximo de 5% de partículas finas, mas sus curvas granulométricas no cumplen los requisitos de gradación indicados para ser considerados como bien graduados.

Grupos GM y SM

Son clasificados como pertenecientes a los subgrupos GM y SM los suelos gruesos en los cuales existen una cantidad de finos suficiente para afectar sus propiedades ingenieriles como: resistencia, deformabilidad y permeabilidad. La cantidad de finos necesaria para que esto ocurra es el 12%, aunque sabiendo que la influencia de finos en el comportamiento de un suelo depende no solamente de su cantidad sino también de la actividad arcilla-mineral preponderante. Para los suelos gruesos teniendo mas del que 12% de finos, deben de realizarse ensayos con vista a la determinación de sus límites de consistencia LL y IP, utilizándose para esto la fracción de suelo que pasa la malla No. 40. Para que un suelo sea clasificado como GM o SM, su fracción fina debe de situarse debajo de la línea A de la carta de plasticidad de Casagrande (figura 1.1)

Grupos GC y SC

Son clasificados como GC y SC los suelos gruesos que atienden a los criterios especificados para los grupos GM y SM, además cuya fracción fina se encuentra representada en la carta de plasticidad por arriba de la línea A. En otras palabras, son clasificados como GC y SC los suelos gruesos teniendo más del 12% de finos con comportamiento predominante de la arcilla.

Los suelos gruesos teniendo porcentajes de finos entre 5 y 12% deben tener nomenclaturas dobles, como GW-GM, SP-SC, etc., atribuidas de acuerdo con lo especificado anteriormente. De una forma general, siempre que un material no se encuentra claramente dentro de un grupo, debemos utilizar símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Ejemplo: GW-SW (material bien graduado con menos de 5% de finos y formado con fracción de gruesos con iguales proporciones de gravas y arenas) o GM-GC (suelos gruesos con mas del 12% de



finos cuya representación en la carta de plasticidad de Casagrande se sitúa muy próxima a la línea A.

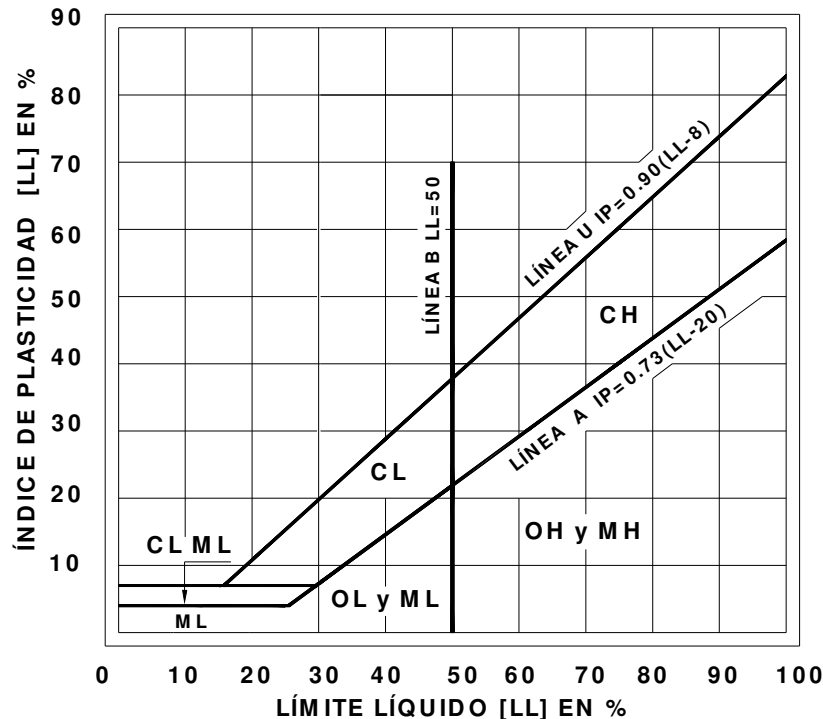


Figura 1.1 - Carta de plasticidad de Casagrande

1.3 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO EN SUELOS GRUESOS

El análisis granulométrico tiene como objetivo determinar la proporción de las diferentes tamaños que presenta un suelo, es decir, mediante este análisis sabemos que cantidad de suelo comprende cada intervalo granulométrico. Para realizar este ensayo tomamos la muestra inicial y la separamos de los finos (los que pasan por la malla no. 200 (0.074mm) de los gruesos, y haremos el análisis de los granos que pasan la malla no. 4 (4.76 mm) y quedan retenidos en la malla no. 200 pero antes la muestra se lavara para eliminar las partículas más finas que pueden quedar adheridas en la superficie de los granos esto con el fin de eliminar todos los finos que contienen por origen cada muestra de arena y así poder obtener una curva granulométrica bien definida.

Después de haber obtenido las arenas libre de finos, se procede a realizar la granulometría de cada una de ellas tomando primeramente el peso de cada muestra que se va a cribar. La muestra se hace pasar por cada malla iniciando



con la no. 4 (correspondientes para arenas) terminando con la charola realizando movimientos circulares en un tiempo de 15 minutos como mínimo para obtener un buen cribado.

Al terminar el cribado se procede a obtener el peso de la muestra que quedó retenida en cada malla, para determinar el porcentaje que pasa en cada una de ellas. Una vez conocida la cantidad de suelo (en peso) que cae en cada intervalo granulométrico, es decir la cantidad de suelo retenida por cada malla, hacemos una gráfica donde representamos la cantidad de suelo que pasa en cada malla respecto al tamaño de grano lo que nos dará una curva aproximadamente recta en función de las características del suelo. De esta forma suelos con curvas similares tendrán un comportamiento granulométrico similar.

La graduación, determinada mediante análisis granulométricos, permite definir a los suelos como: bien o mal graduados, uniformes y de granulometría discontinua.

En la figura 1.2 se presentan diferentes curvas granulométricas

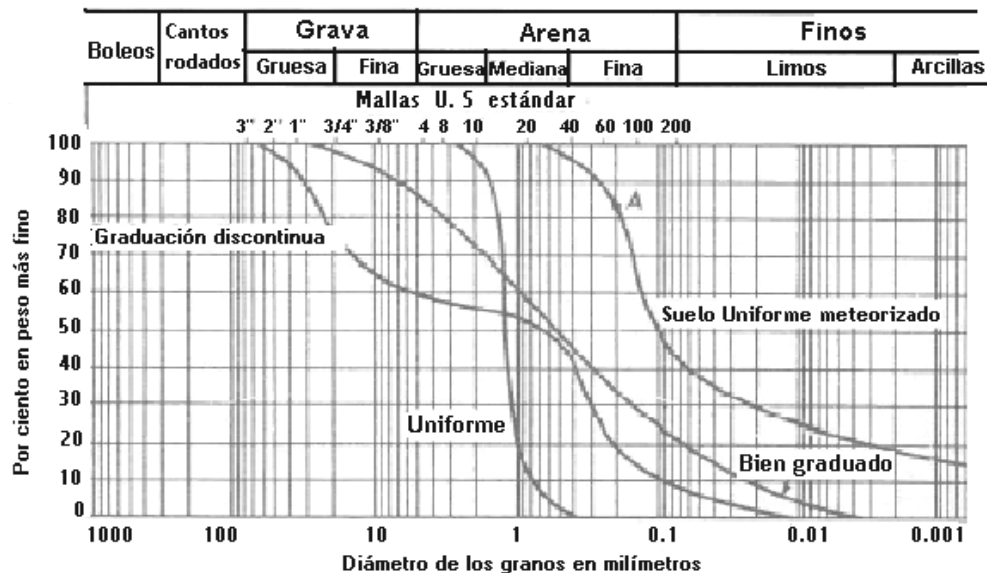


Figura 1.2. Gráfico para la representación de las curvas granulométricas (Fuente: Normas ASTM)

En base a todo lo visto hasta ahora, y en forma sintética podemos decir que tenemos dos grupos de suelos:

- ⊕ Suelos gruesos
- ⊕ Suelos finos



En lo referente a la graduación, podemos presentar:

- ✦ Buena graduación: curva suave
- ✦ Graduación discontinua: curva irregular
- ✦ Graduación pobre (uniforme): curva discontinua

1.4 Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

La *resistencia cortante* de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la fuerza y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él. La resistencia cortante se obtiene para analizar los problemas de la estabilidad del suelo, tales como capacidad de carga, estabilidad de taludes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras.

Mohr presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Está teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no sólo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Así entonces, la relación funcional entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la forma:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (1)$$

donde τ_f = esfuerzo cortante sobre el plano de falla
 σ = esfuerzo normal sobre el plano de falla

La envolvente de falla definida por la ecuación (1) es una línea curva como muestra la figura 1.3.

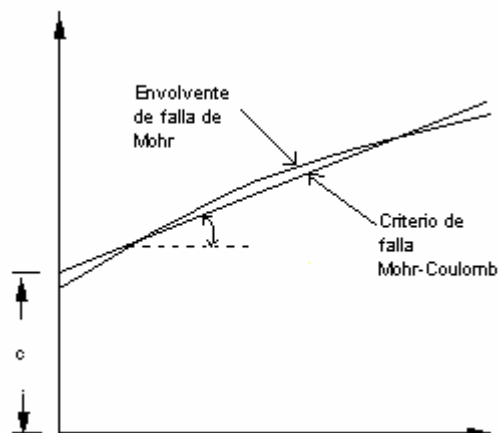


Figura 1.3 Envolvente de falla de Mohr y los criterios de falla de Mohr-Coulomb



Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal.

Los primeros estudios sobre la resistencia al corte de los suelos fueron efectuados por el ingeniero francés C. A. Coulomb (1736-1806). Coulomb, en una primera idea, atribuyó éste fenómeno a la fricción producida entre las partículas de suelo (figura. 1.4a), y mediante un concepto de mecánica estableció que:

$$P F = \mu \quad (2)$$

donde:

P: Fuerza normal

μ : Coeficiente de fricción

F: Fuerza de fricción

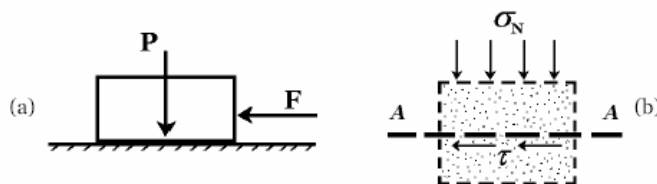


Figura. 1.4 (a) Modelo de fricción
(b) Solicitación de corte en un elemento de suelo

Esta ecuación establece que la fuerza necesaria para producir un deslizamiento se encuentra directamente relacionada con la fuerza normal mediante un factor de proporcionalidad μ denominado coeficiente de fricción.

Generalizando se tiene que, dada una masa de suelo y un plano potencial de falla AA', según figura. 1.4b, el esfuerzo de corte que puede resistir la masa de suelo por unidad de área es proporcional al valor de σ (presión normal en dicho plano).

De éste modo se obtiene que:

$$\tau = \sigma \tan \varphi \quad (3)$$

La constante de proporcionalidad $\tan \varphi$, fue definida por Coulomb en términos de un ángulo al que denominó *ángulo de fricción interna*.



El ángulo de fricción depende de varios factores (Bilz, 1995) entre ellos algunos de los más importantes son:

- a. Tamaño de los granos
- b. Forma de los granos
- c. Distribución de los tamaños de granos
- d. Densidad

Analizando la ecuación (3) se deduce que para $\sigma = 0$ es $\tau = 0$ pero Coulomb observó que existían materiales que sin presiones normales aplicadas sobre el plano de corte presentaban una cierta resistencia al cizallamiento. Para estos suelos consideró una nueva constante que denominó cohesión (del latín “cohere”: pegajoso):

$$\tau = c \quad (4)$$

Como, en general, los suelos presentan un comportamiento mixto, Coulomb determinó que la resistencia de los suelos debía expresarse como la suma de ambos comportamientos: la resistencia debida a la fricción interna y la resistencia debida a la cohesión.

Así se estableció lo que hoy se denomina *criterio de falla de Mohr-Coulomb*:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (5)$$

Aquellos suelos que no presentan cohesión o están ligados por agentes cementantes, y en los cuales la resistencia al corte está proporcionada sólo por la fricción interna del material, es decir $\tau = \sigma \tan \phi$, se designan como “*suelos puramente friccionantes o no cohesivos*”. Con el mismo criterio, los suelos en los cuales la resistencia al corte depende sólo de la cohesión, siendo $\tau = c$, se denominan “*suelos puramente cohesivos*”.

Las arenas como las gravas son consideradas suelos friccionantes. En tanto las arcillas se presentan como un material cohesivo.

En 1936 Terzaghi enunció el principio de presiones totales, neutras y efectivas: “El estado de tensión de un punto de un suelo queda determinado a partir de las tres tensiones totales principales (σ_1 , σ_2 , σ_3) que actúan en dicho punto. Si los huecos están llenos de agua a presión u , las tensiones totales principales constan de dos partes. La parte (u) proveniente del agua actúa con igual intensidad en todas direcciones, se denomina presión neutra o presión intersticial del agua. Las diferencias ($\sigma_1 - u$), ($\sigma_2 - u$), ($\sigma_3 - u$), representan un exceso sobre la presión neutra y se ejercen exclusivamente sobre el esqueleto de partículas sólidas. Todos los



efectos tangibles provocados por un cambio de presión, tales como la compresión, distorsión angular, y cambios en la resistencia al corte, se deben exclusivamente a los cambios de las presiones efectivas $(\sigma_1 - u)$, $(\sigma_2 - u)$, $(\sigma_3 - u)$ ".

En base a este enunciado estableció que en las ecuaciones de la ley de Coulomb debería sustituirse la presión normal total por la presión intergranular (denominada generalmente; $\bar{\sigma}$ ó σ'), ya que ésta última es la que gobierna el comportamiento de la resistencia al corte de los suelos. De esta manera la ecuación se transformó en:

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad (6)$$

ESTADO DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE UN PUNTO

Para poder comprender como se obtienen los valores de la resistencia al corte de un suelo es conveniente estudiar el estado de esfuerzos alrededor de un punto. El estado de esfuerzos en un punto está definido cuando se conocen las sollicitaciones en ese punto. Del equilibrio de un prisma elemental, según figura 1.5, se obtiene:

$$\sigma_\alpha = \sigma_y \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_z \cdot \sin^2 \alpha + \tau_{yz} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (7)$$

$$\tau_\alpha = (\sigma_z - \sigma_y) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \tau_{yz} \cdot (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha) \quad (8)$$

En la teoría de elasticidad se demuestra que existen planos ortogonales entre sí, llamados planos principales de esfuerzos en los que los esfuerzos tangenciales son nulos existiendo únicamente esfuerzos normales, denominados principales $(\sigma_1$ y $\sigma_3)$.

A partir de las sollicitaciones σ_1 y σ_3 , pueden obtenerse para una condición de equilibrio del prisma elemental figura 1.5:

$$\sigma_\alpha = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha \quad (9)$$

$$\tau_\alpha = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha \quad (10)$$

donde σ_α y τ_α son respectivamente los esfuerzos normales y tangenciales en el plano a-a que forma un ángulo α con la vertical

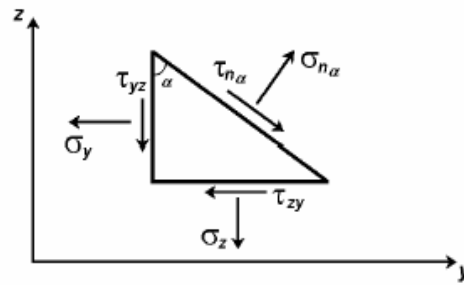


Figura. 1.5 Estado de esfuerzos alrededor de un punto

Las expresiones (9) y (10) representan la ecuación de una circunferencia y cada uno de sus puntos exhibe la condición de equilibrio en un plano cualquiera a-a (figura. 1.6).

- ✦ Trazando una línea paralela al plano principal máximo (ppmáx) se halla el polo O.
- ✦ Desde el polo trazando una línea paralela al plano a-a que forma un ángulo α con el plano principal máximo, se obtienen las tensiones σ_α y τ_α en dicho plano a-a.
- ✦ El ángulo desde el punto de intersección de la paralela a a-a con la circunferencia, al centro de ésta última es 2α y al punto P es α .

En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como esfuerzos principales.

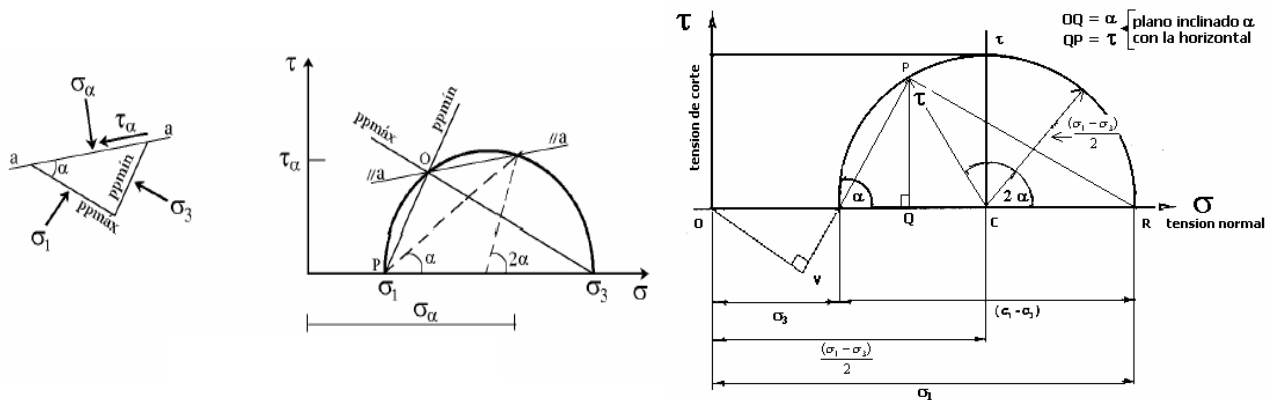


Figura. 1.6 Diagrama de Mohr para compresión Triaxial.

De esta manera puede trazarse la circunferencia para un estado de ruptura de un suelo, según se observa en la figura 1.7, que se denomina círculo de Mohr. Si σ_1 y



σ_3 corresponden a una situación de ruptura, uno de los puntos de la circunferencia representa una combinación de σ y τ que conducen a la falla. Asociando esta situación con la envolvente de ruptura, según la ecuación de Coulomb $\tau = \sigma \tan \phi$, geoméricamente se obtiene que $2\alpha = 90^\circ + \phi$, con lo cual:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{1}{2} \phi \quad (11)$$

Es decir que el plano de ruptura forma un ángulo de $45^\circ + \frac{1}{2} \phi$ con la dirección del esfuerzo principal menor.

Construyendo círculos de Mohr para distintos estados de esfuerzos σ_1 y σ_3 de un mismo suelo, es posible trazar una línea tangente a estos círculos, esta línea se denomina envolvente de ruptura o de falla (figura 1.7). Para los materiales en general, la envolvente de ruptura puede ser curva, y puede tener intersección con el eje de los esfuerzos de corte.

Si se considera recta la envolvente de falla se puede representar por

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

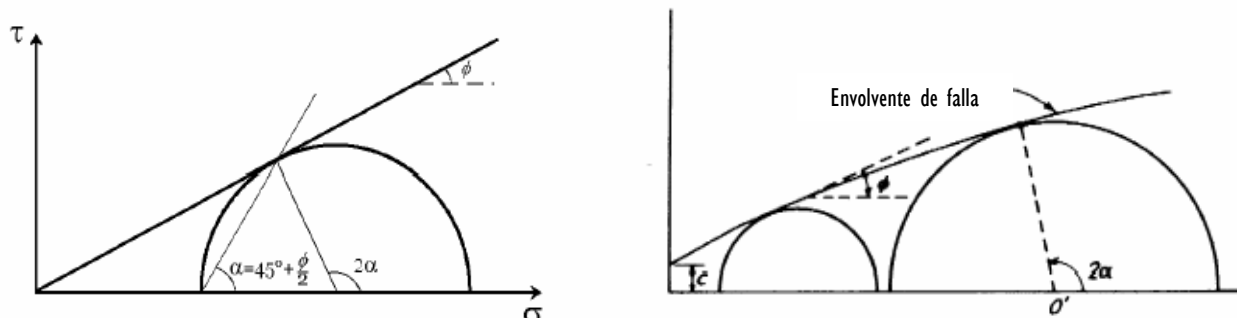


Figura. 1.7 (a) Círculo de Mohr (estado de falla de un suelo)
(b) Envolvente de ruptura de un suelo

El significado físico de la envolvente de falla puede entenderse por las siguientes consideraciones:

1. Si la circunferencia de esfuerzos para un determinado estado σ_1 y σ_3 queda totalmente por debajo de la envolvente, el suelo es estable para ese estado de esfuerzos.
2. Si el círculo de Mohr es tangente a la envolvente, se habrá alcanzado la resistencia máxima del suelo en un determinado plano a través del mismo.



- No es posible mantener en el interior de un suelo un estado de esfuerzos cuya circunferencia corte a la envolvente correspondiente, dado que las mismas son incompatibles con la falla .

1.5 Factores que influyen en los suelos gruesos

La forma de las partículas gruesas de un suelo influye en la compacidad y estabilidad del depósito en su conjunto. Se describe con los términos redondeada, subredondeada, angulosa y subangulosa como se observa en la figura. 1.8, dependiendo de la agudeza de sus aristas y vértices.

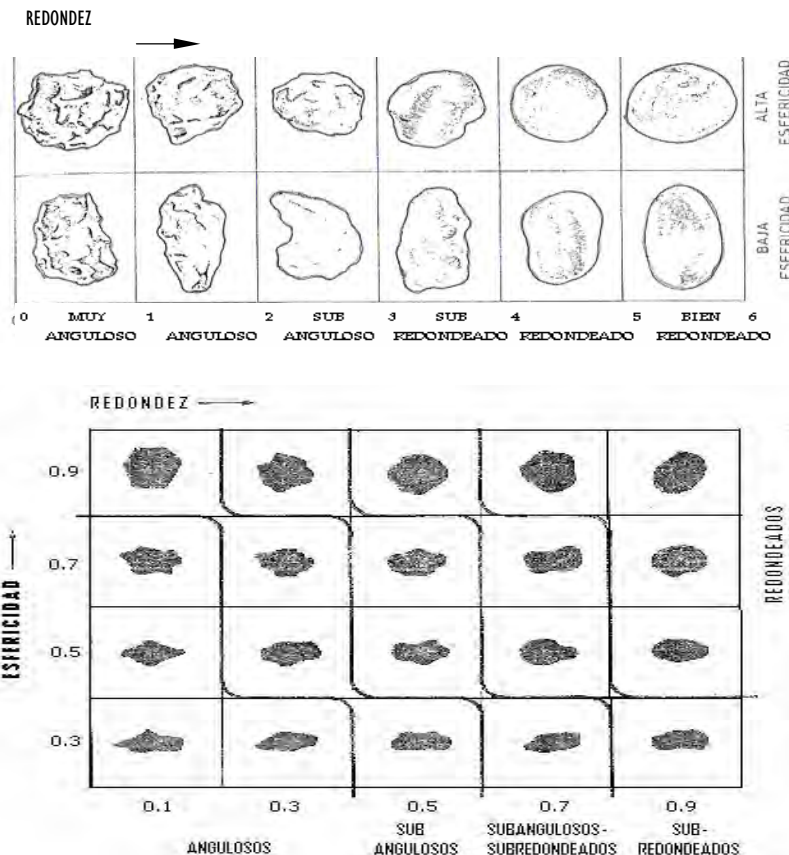


Figura. 1.8 Gráficas visuales para determinación de esfericidad y redondez. Según Powers (1953) y Krumbein y Sloss (1955).

MICROESTRUCTURA Y TEXTURA

En Mecánica de Suelos, el término estructura o microestructura, se usa para describir la geometría del arreglo partícula-poro de un suelo.



La variedad de texturas va a depender de:

- ⊕ La forma de los granos
- ⊕ Fuerza entre las partículas
- ⊕ Génesis del suelo

Los suelos gruesos (no cohesivos) están compuestos por granos, que pueden ser representados por esferas o poliedros regulares.

La estructura más simple es la de cada grano en contacto con sus vecinos, tanto en la horizontal como en la vertical.

Según sea la posición de los granos, variará la relación de vacíos, si colocamos granos redondeados unos sobre otros, donde cada esfera está inmediatamente al costado y arriba de su vecina, genera una relación de vacíos de 0.9.

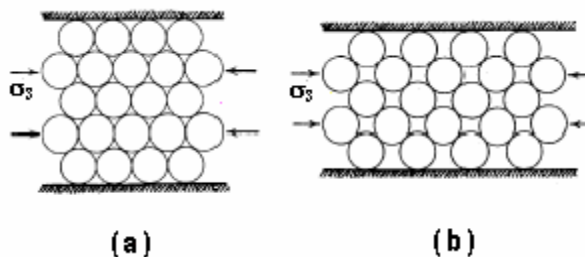
En cambio si colocamos las esferas en forma desfasada, donde la fila de encima ocupa el espacio entre las dos de abajo, la relación de vacíos es de 0.35. Cuando tenemos una estructura con una relación de vacíos de 0.90, tenemos un material suelto, en cambio, una relación de vacíos de 0.35, tenemos un material compacto. Es así que se manejan los conceptos de $e_{máx}$ y $e_{mín}$.

Densidad Relativa : Es la relación entre la Relación de Vacíos que tiene un suelo y sus $e_{máx}$ y $e_{mín}$ y se trabaja con la siguiente fórmula:

$$D_R = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100$$

Un suelo natural es suelto si su D_R es menor que 30% y compacto si es mayor que 85%.

La $e_{mín}$ de un suelo se logra compactándolo, por apisonado o vibración, esto se debe hacer con control para no romper los granos del suelo.



(a) Agrupación inicialmente compacta, (b) Estado más suelto posible



En el caso de la curva de la arena suelta como se observa en la figura 1.9 tanto el esfuerzo como la deformación aumentan hasta un valor de esfuerzo que se mantiene prácticamente constante mientras la deformación sigue creciendo.

Puede decirse en términos sencillos, que si tiende a ocurrir un desplazamiento a lo largo de un plano interno de la masa de arena suelta, las partículas no se traban entre sí, ni se bloquean por lo que la resistencia a la deformación es sólo fricción.

La deformación por sollicitación de corte produce un acomodamiento de las partículas de suelo, produciendo una disminución de volumen, el cual tiende a un valor constante cuando la tensión tiende también a ser constante.

La muestra de arena densa presenta un comportamiento diferente a la de la arena suelta, la curva esfuerzo-deformación crece hasta un punto máximo de esfuerzo $\sigma_{dm\acute{a}x}$ a partir del cual la misma disminuye mientras que la deformación aumenta. El esfuerzo máximo en la arena densa para la misma presión σ_3 , es mayor a la de la arena suelta, pero al crecer la deformación el esfuerzo ultimo tiende a un valor similar en ambas, para el mismo σ_3 . En la arena densa la deformación implica un movimiento de las partículas que se encontraban originalmente bien empaquetadas y se produce un aumento del volumen necesario para romper la trabazón inicial de partículas en los puntos de contacto intergranular.

La figura 1.9 muestra las curvas esfuerzo-deformación características obtenidas de un ensayo triaxial para dos muestras de una misma arena, una en estado suelto y otra densa.

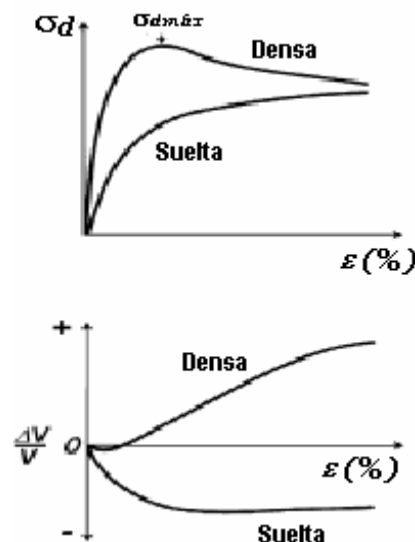


Figura. 1.9 Curvas características de ensayos en arenas



2. EQUIPOS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Hoy día disponemos de distintos aparatos y equipos que nos permiten determinar con mayor precisión y en diferentes condiciones, la resistencia del suelo al esfuerzo cortante. Con todos ellos es posible obtener un valor de la resistencia al corte del suelo que sirva como dato básico para resolver aquellos problemas de la ingeniería de suelos que hacen referencia, entre otros aspectos tales como el estudio de la capacidad de carga del suelo, estabilidad de taludes, etc..

La determinación de la resistencia al corte de los suelos se basa principalmente en datos obtenidos de ensayos de laboratorio, pero aquellos obtenidos en campo serán de gran ayuda.

2.1 TORCÓMETRO, PENETRÓMETRO Y VELETA

Torcómetro y penetrómetro manual

Este tipo de instrumentos, permiten evaluar con cierta aproximación, la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de suelos finos saturados. Este tipo de resistencia se obtiene formalmente, mediante una prueba triaxial UU.

El torcómetro manual, como el que se muestra en la figura 2.1.1 se compone de una mini veleta en la punta, un resorte de torsión y una perilla con una carátula indicadora, todos ellos unidos por un eje metálico. Algunos como el mostrado en la figura, viene equipados con varias veletas. La forma de efectuar la prueba, consiste en aplicar al suelo, sin sacarlo del tubo Shelby, ya que así conserva su confinamiento. Se toma el torcómetro y se hunde en el suelo, lo más alejado de las paredes del tubo. Ya que se hundió hasta el tope, se aplica una torsión rápida pero con sumo cuidado. En el momento de la falla, el resorte se descarga y el carátula se puede leer el valor de la resistencia no drenada (C_u).

El penetrómetro estándar, que se muestra en la figura 2.1.2 consiste en un mango cilíndrico, que tiene una punta móvil, dividida en la punta de penetración y la zona indicadora. Al igual que con el torcómetro, se recomienda que se aplique a los suelos contenidos en un tubo Shelby. La forma de proceder es la siguiente: El indicador del penetrómetro se coloca en cero; posteriormente se hinca en el suelo la punta de penetración hasta la marca; finalmente se lee el valor obtenido en la zona indicadora de la punta. En este instrumento se lee el resultado como resistencia a la compresión no drenada, dada como el esfuerzo desviador de la falla, de modo que para conocer el valor de “cohesión” o de resistencia no drenada, se debe dividir lo obtenido entre dos.



El valor en laboratorio de estos instrumentos, consiste en que permiten calibrar la resistencia de los suelos, lo cual es muy útil, cuando se quiere programar una prueba triaxial o una de corte directo.

El ensayo de corte directo y el ensayo triaxial son los dos métodos más empleados en el laboratorio para determinar la resistencia del suelo al esfuerzo cortante.



Figura 2.1.1 Torcómetro manual



Figura 2.1.2 Penetrómetro

Veleta

En muchos problemas prácticos es necesario determinar la resistencia al corte no drenada en suelos finos. Teniendo en cuenta que tanto la resistencia como la sensibilidad de tal material pueden ser radicalmente alteradas por el proceso de perforación, muestreo y manipuleo en el laboratorio, se han desarrollado varios dispositivos para medir la resistencia inalterada y amasada del material *in situ*. De éstos, el más versátil y el más extensamente usado es el *aparato de corte a paletas* o *veleta* (Carlson, 1984; Cadling y Odenstad, 1950). En su forma más simple una veleta está formada por cuatro hojas (figura 2.1.3) unidas al extremo inferior de una barra vertical. La veleta y la barra se pueden introducir por presión en el terreno sin originar una alteración apreciable. El conjunto se hace luego rotar para obtener la relación entre el momento torsor y la rotación angular. Las investigaciones han demostrado que el suelo rompe a lo largo de una superficie cilíndrica que pasa por el borde exterior de las paletas de la veleta y que está delimitada por bases circulares horizontales en los extremos de la misma. Por tanto, la resistencia al corte se puede calcular si se conocen las dimensiones de la veleta y la magnitud del momento de torsor.

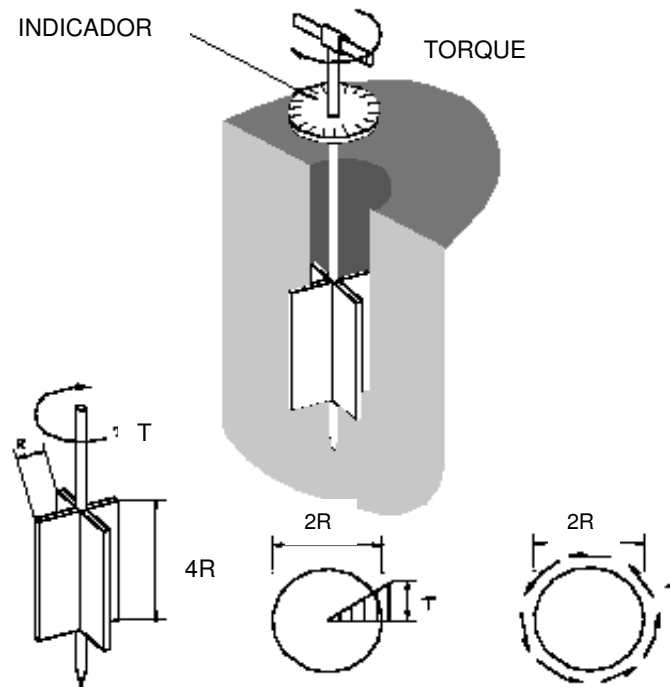


Figura 2.1.3 Detalle de un ensayo de veleta

2.2 CORTE DIRECTO

2.2.1. Generalidades

Cuando una estructura se apoya en la tierra, transmite los esfuerzos al suelo por medio de la cimentación. Estos esfuerzos producen deformaciones en el suelo que pueden ocurrir de tres maneras:

- Por deformación elástica de las partículas.
- Por cambio de volumen en el suelo como consecuencia de la evacuación del líquido existente en los vacíos (huecos) entre las partículas.
- Por deslizamiento de las partículas, que pueden conducir al deslizamiento de una gran masa de suelo.

El primer caso es despreciable para la mayoría de los suelos, en los niveles de esfuerzo que ocurren en la práctica. El segundo caso corresponde al fenómeno de la consolidación. El tercer caso, corresponde a fallas del tipo catastróficos y para evitarla se debe hacer un análisis de estabilidad, que requiere del conocimiento de la resistencia al corte de suelo. El análisis debe asegurar, que los esfuerzos de corte solicitantes sean menores que la resistencia al corte, con un margen adecuado de modo que la obra siendo segura, sea económicamente factible de llevar a cabo.



Vemos que es absolutamente imposible independizar el comportamiento de la estructura y el del suelo. Por tanto el problema de la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos puede decirse que constituye uno de los puntos fundamentales de toda la Mecánica de Suelos.

En efecto, una valoración correcta de este concepto constituye un paso previo imprescindible para intentar, con esperanza de éxito cualquier aplicación de la Mecánica de Suelos al análisis de la estabilidad de las obras civiles.

2.2.2 Clasificación de ensayos de corte directo

Ensayos no consolidados – no drenados

El corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal (vertical). Si el suelo es cohesivo, y saturado, se desarrollará exceso de presión de poro. Este ensayo es análogo al ensayo Triaxial no consolidado – no drenado.

Ensayo consolidado – no drenado

Se aplica la fuerza normal, se observa el movimiento vertical del deformímetro hasta que pare el asentamiento antes de aplicar la fuerza cortante. Este ensayo puede situarse entre los ensayos triaxiales consolidado – no drenado y consolidado – drenado.

Ensayo consolidado - drenado

La fuerza normal se aplica, y se demora la aplicación del corte hasta que se haya desarrollado todo el asentamiento; se aplica a continuación la fuerza cortante tan lento como sea posible para evitar el desarrollo de presiones de poros en la muestra. Este ensayo es análogo al ensayo Triaxial consolidado – drenado.

Para suelos no cohesivos, estos tres ensayos dan el mismo resultado, este la muestra saturada o no, y por supuesto, si la tasa de aplicación del corte no es demasiado rápida. Para materiales cohesivos, los parámetros de suelos están marcadamente influidos por el método de ensayo y por el grado de saturación, y por el hecho de que el material esté normalmente consolidado o sobreconsolidado. Generalmente, se obtienen para suelos sobreconsolidados dos conjuntos de parámetros de resistencia: un conjunto para ensayos hechos con cargas inferiores a la presión de preconsolidación y un segundo juegos para cargas normales mayores que la presión de preconsolidación. Donde se sospeche la presencia de esfuerzo de preconsolidación en un suelo cohesivo sería aconsejable hacer seis o más ensayos para garantizar la obtención de los parámetros adecuados de resistencia al corte.



2.2.3 Fundamentos para el análisis del ensayo - Ley de coulomb

El ensayo de corte directo impone sobre un suelo las condiciones idealizadas del ensayo. O sea, induce la ocurrencia de una falla a través de un plano de localización predeterminado. Sobre este plano actúan dos fuerzas (o esfuerzos): un esfuerzo normal debido a una carga vertical (P_v) aplicada externamente y un esfuerzo cortante debido a la aplicación de una carga horizontal (P_h). Estos esfuerzos se calculan simplemente como:

$$\sigma_n = P_v/A \quad \tau_f = P_h/A$$

Donde A es el área nominal de la muestra (o de la caja de corte) y usualmente no se corrige para tener en cuenta el cambio de área causada por el desplazamiento lateral de la muestra (P_h). La relación entre los esfuerzos de corte de falla (τ_f) y los esfuerzos normales (σ_n) en suelos, se muestra en la figura 2.2 y puede representarse por la ecuación siguiente:

$$\tau_f = c + \sigma_n * \tan \phi$$

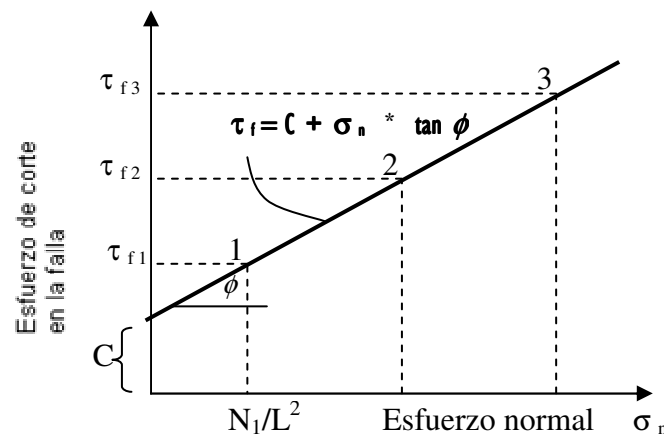


Figura. 2.2. Relación entre los esfuerzos de corte máximo y los esfuerzos normales. La línea recta obtenida se conoce como Envolvente de falla

2.2.4 Ecuación de falla de corte de Coulomb

En 1776 Coulomb observó que si el empuje que produce un suelo contra un muro de contención produce un ligero movimiento del muro, en el suelo que está retenido se forma un plano de deslizamiento esencialmente recto. El postuló que la máxima resistencia al corte τ , en el plano de falla esta dada por



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

Donde

σ ; es el esfuerzo normal total en el plano de falla

ϕ ; es el ángulo de fricción del suelo

c ; es la cohesión del suelo

La utilización de la ecuación de Coulomb no condujo siempre a diseños satisfactorios de estructuras de suelo. La razón para ello no se hizo evidente hasta que Terzaghi publicó el principio de esfuerzos efectivos.

$$\sigma = \sigma' + u$$

Donde u = presión intersticial

σ' = esfuerzo efectivo

Pudo apreciarse entonces que, dado que el agua no puede soportar esfuerzos cortantes substanciales, la resistencia al corte de un suelo debe ser el resultado únicamente de la resistencia a la fricción que se produce en los puntos de contacto entre partículas; la magnitud de ésta depende solo de la magnitud de los esfuerzos efectivos que soporta el esqueleto de suelo. Por tanto, cuanto más grande sea el esfuerzo efectivo normal a un plano de falla potencial, mayor será la resistencia al corte en dicho plano. Entonces, si se expresa la ecuación de Coulomb en términos de esfuerzos efectivos, se tiene:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

En la cual los parámetros c' y ϕ' son propiedad del esqueleto de suelo, denominadas cohesión efectiva y ángulo de fricción efectiva, respectivamente.

Puesto que la resistencia al corte depende de los esfuerzos efectivos en el suelo, los análisis de estabilidad se harán entonces, en términos de esfuerzos efectivos. Sin embargo, en ciertas circunstancias el análisis puede hacerse en términos de esfuerzos totales y por tanto, en general, se necesitará determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo en esfuerzos efectivos y en esfuerzos totales. Es decir, los valores de c' , ϕ' y c , ϕ . Estos se obtienen, a menudo en ensayos de laboratorio realizados sobre muestras de suelo representativas mediante el ensayo de corte directo (ASTM D-3080-72) o el ensayo de compresión Triaxial (ASTM D-2805-70).



2.2.5 Componentes de la resistencia al corte

De la ley de Coulomb se desprende que la resistencia al corte de suelos en términos generales tiene dos componentes:

- a) Fricción ($\tan \phi$) que se debe a la trabazón entre partículas y al roce entre ellas cuando están sometidas a esfuerzos normales.
- b) Cohesión (c) que se debe a fuerzas internas que mantienen unidas a las partículas en una masa.

Como en la ecuación " $\tau_f = c + \sigma_n * \tan \phi$ " existen dos cantidades desconocidas (c y ϕ), se requiere obtener dos valores, como mínimo de esfuerzo normal y esfuerzo cortante para obtener una solución.

Como el esfuerzo cortante τ y el esfuerzo normal σ_n tienen el mismo significado dado en la construcción del círculo de Mohr, en lugar de resolver una serie de ecuaciones simultáneas para c y para $\tan \phi$, es posible dibujar en un plano de ejes coordenados los valores de τ contra σ_n para los diferentes ensayos (generalmente con τ como ordenada), dibujar una línea a través del lugar geométrico de los puntos, y establecer la pendiente de la línea como el ángulo y la intersección con el eje τ como la cohesión c .

Para materiales no cohesivos, la cohesión debería ser cero por definición y la ecuación de Coulomb se convierte en:

$$\tau_f = \sigma_n * \tan \phi$$

Esta relación también puede ser escrita de la forma siguiente:

$$T = N \tan \phi$$

Siendo N la fuerza vertical que actúa sobre el cuerpo, la fuerza horizontal necesaria (T) para hacer deslizar el cuerpo, debe ser superior a N , siendo el coeficiente de roce entre los dos materiales siendo ϕ , el ángulo de roce o ángulo formado por la resultante de las dos fuerzas con la fuerza normal. La resistencia al deslizamiento es proporcional a la presión normal y puede ser representada por la figura 2.2.1

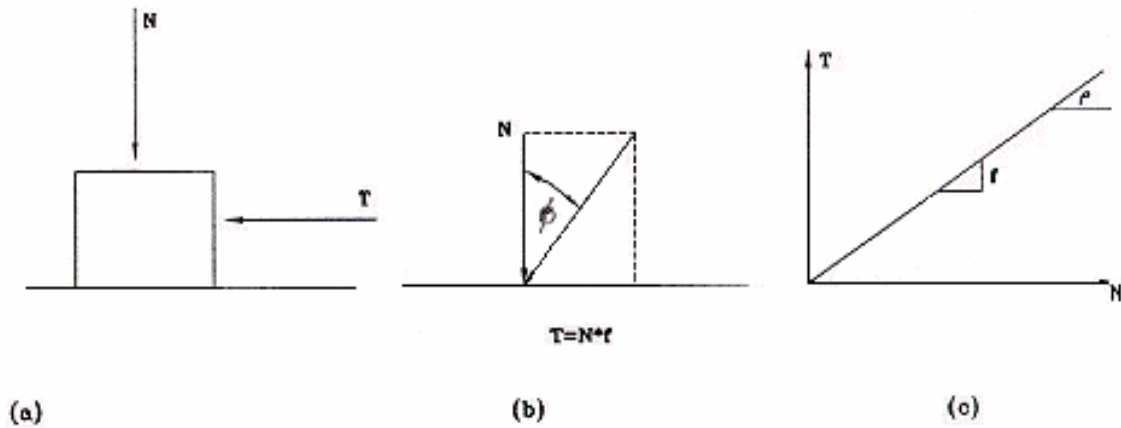


Figura 2.2.1 Mecanismos de los fenómenos de fricción

2.2.6 Ensayo de corte directo

El ensayo de corte directo consiste en hacer deslizar una porción de suelo, respecto a otra a lo largo de un plano de falla predeterminado mediante la acción de una fuerza de corte horizontal incrementada, mientras se aplica una carga normal al plano del movimiento.

Los aspectos del corte pueden dividirse en cuatro categorías:

- Resistencia al corte de un suelo no cohesivo (arenas y gravas) que es prácticamente independiente del tiempo.
- Resistencia al corte drenado para suelos cohesivos, en que el desplazamiento debe ser muy lento para permitir el drenaje durante el ensayo.
- Resistencia al corte residual, drenado, para suelos tales como arcillas en las que se refieren desplazamientos muy lentos y deformaciones muy grandes.
- Resistencia al corte para suelos muy finos bajo condiciones no drenadas en que el corte es aplicado en forma rápida.

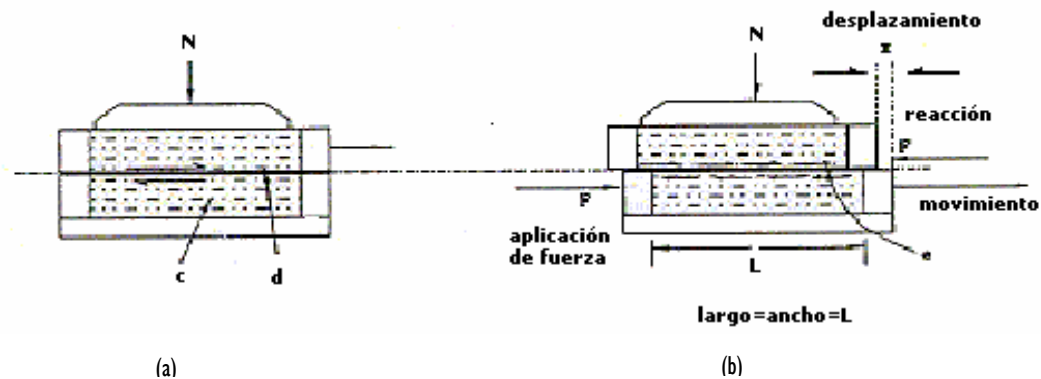


Figura 2.2.2 Aparato de corte directo

La figura. 2.2.2, muestra los principales detalles del aparato de corte directo, en el cual la muestra de suelo se introduce en un molde dividido horizontalmente en dos mitades. Se aplica luego a la muestra una fuerza normal N mediante una placa de carga, y, luego de fijar la mitad superior del molde, se corta la muestra en un plano horizontal mediante la aplicación de una fuerza cortante τ .

El diseño del molde no permite el control del drenaje de la muestra. Esta no es una limitante en el caso de arenas y gravas, que son materiales de drenaje libre y por lo general fallan en condiciones completamente drenadas. Sin embargo, en depósitos de arcilla un elemento de suelo en el campo puede fallar sin ningún drenaje, con drenaje parcial, o drenaje completo. La falta de control del drenaje hace obvio que exista una incertidumbre sobre si este valor representa o no la verdadera resistencia no drenada. Por esta razón, la resistencia al corte no drenada de un suelo arcilloso a menudo se mide en una cámara Triaxial, la cual permite el completo control del drenaje de la muestra. Sin embargo, el ensayo de corte directo puede utilizarse para medir la resistencia drenada de los suelos arcillosos si primero se consolida por completo la muestra bajo la carga normal y luego se corta la muestra a una velocidad suficientemente lenta para asegurarse de la disipación inmediata del exceso de presión intersticial que se produce durante el corte.

La figura. 2.2.1b muestra las relaciones típicas esfuerzo-deformación unitaria-cambio de volumen. Al graficar el máximo esfuerzo cortante τ_f en función del esfuerzo normal efectivo σ' se obtiene el ángulo de fricción efectivo para un estado de densidad en particular. Para establecer la envolvente de falla se realizan diferentes ensayos con diferentes valores de presión de confinamiento (esfuerzo normal) y se dibuja una línea recta desde el origen (ya que $\sigma' = 0$ en suelos granulares) pasando por los respectivos puntos; la pendiente de esta línea se designa con ϕ . Valores típicos de ϕ para algunos suelos granulares se dan en la tabla 2.1



Tabla 2.1 Valores típicos del ángulo de fricción drenado para arenas y limos

Tipo de suelo	ϕ (grados)
<i>Arena: granos redondeados</i>	
Suelta	27-30
Media	30-35
Densa	35-38
<i>Arena: granos angulares</i>	
Suelta	30-35
Media	35-40
Densa	40-45
<i>Grava con algo de arena</i>	34-48
Limos	26-35

En la figura. 2.2.1 b y c, se ve que los cambios de volumen tienen una influencia fundamental en el valor de la resistencia al corte de los suelos. Tales efectos se reflejan empíricamente en el valor ϕ' en la ecuación de Coulomb. Sin embargo, un tratamiento detallado requiere un estudio del comportamiento de las partículas del suelo para separar el componente de la resistencia debido a la estructura de partículas, de aquel que corresponde a la fricción entre partículas.

Ventajas del ensaye

- ⊕ El ensaye es relativamente rápido y fácil de llevar a cabo.
- ⊕ El principio básico es fácilmente comprensible.
- ⊕ La preparación de la muestra no es complicada.
- ⊕ El principio puede aplicarse a suelos granulares y otros materiales que contienen grandes partículas que serían muy caras de ensayar por otros medios.
- ⊕ Puede medirse el ángulo de fricción entre suelo y roca, o entre suelo y otros materiales.
- ⊕ El tamaño de las muestras hace que efectuar ensayos consolidados no drenados y consolidados drenados no requiere demasiado tiempo, pues el tiempo de drenaje es bastante corto aún para materiales con bajo coeficiente de permeabilidad, debido a que el camino de drenaje es muy pequeño.
- ⊕ La máquina de corte directo es mucho más adaptable a los equipos electrónicos de medición, de forma que no se requiera la presencia continua de un operario para efectuar ensayos consolidados- drenados, que puedan durar varios días.



- ⊕ Se ha encontrado que los parámetros de suelo τ y c obtenidos por el método de corte directo son casi tan confiables como los valores triaxiales (probablemente esto se debe más a problemas del operador que al hecho de que los equipos tengan igual capacidad de comportamiento). Lo anterior no quiere indicar que el ensayo Triaxial sea indeseable; sino que, si se desean únicamente los parámetros de suelo, los valores que brinda el ensayo de corte directo se han encontrado usualmente bastante aceptables.

Limitaciones del ensaye

- ⊕ La muestra está obligada a fallar en un plano predeterminado.
- ⊕ La distribución de esfuerzos en ésta superficie no es uniforme.
- ⊕ No es posible controlar el drenaje de la muestra, sólo se puede variar la velocidad de desplazamiento.
- ⊕ No puede medirse la presión de poros.
- ⊕ Las deformaciones aplicadas están limitadas por recorrido máximo de la caja.
- ⊕ El área de contacto entre las dos mitades de la muestra disminuye a medida que se realiza el ensayo. Pero como afecta a τ y a σ en la misma proporción, el efecto en la envolvente de Coulomb es despreciable.
- ⊕ El ensayo usa una muestra muy pequeña, con el consiguiente resultado de que los errores de preparación son relativamente importantes.
- ⊕ No es posible determinar el módulo de elasticidad ni el de la relación de Poisson.

2.2.7 Ensaye

Preparación de la muestra

El procedimiento depende del tipo de suelo y de las condiciones en que será ensayado.

- *Arena Seca*

Se ensaya generalmente a una densidad predeterminada, la muestra se prepara colocando el material en la caja de corte (figura 2.2.3) y compactándola en ella, el peso de la muestra se calcula por diferencia entre el peso de la caja con muestra y el peso de la caja vacía. El nivel a que se coloca es del orden de 5 mm por debajo del nivel superior. Coloque la placa ranurada, en la superficie de la muestra con las ranuras en dirección perpendicular al movimiento. Mida la distancia entre el borde superior de la caja y la superficie de la placa, en las cuatro esquinas o en el centro de los cuatro lados, el promedio de estos valores lo llamaremos **X**.



Determine la altura de la muestra a partir de la expresión siguiente:

$$H = B - (t_1 + 2t_2 + X) \text{ [cm]}$$

Donde

B : Altura total de la caja

t_2 : $p + nqr/L$

- *Arena seca densa*

Se recomienda vibrar la muestra al interior de la caja.

- *Arena seca suelta*

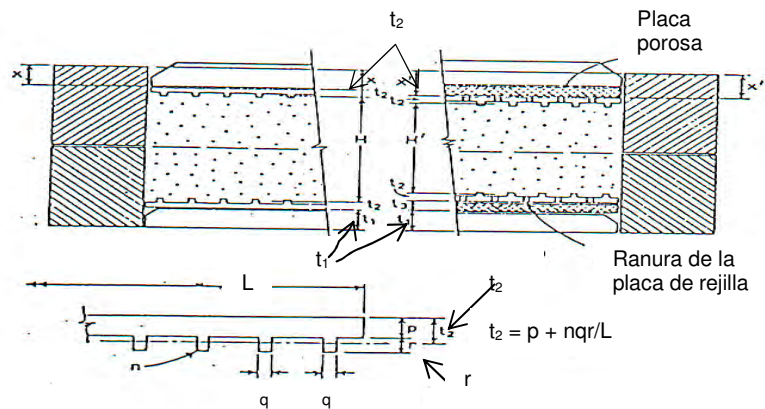


Figura 2.2.3 placas de la caja de corte

Dejar caer la muestra desde una pequeña altura en el interior de la caja. Evite golpear la caja al instalarla, puesto que la arena suelta es muy sensible a los golpes.

- *Arena saturada*

En estas condiciones agregue agua a la muestra y colóquela en la caja. No se debe obtener densidades bajas, sólo densidades medias o altas.

Procedimiento de ensaye

Suelo no cohesivo

- 1) Pesar un plato grande de arena seca (o mojada con el contenido de humedad conocido con exactitud) con suficiente material para hacer por lo menos tres ensayos a la misma densidad.
- 2) Ensamblar cuidadosamente la caja de corte (retroceder cualquier separación existente entre las partes de la caja y los tornillos de empalme) y fijar la caja en posición. Obtener la sección transversal **A** de la muestra.
- 3) Colocar cuidadosamente la arena en la caja de corte hasta cerca de 5 mm del borde de la superficie del anillo y colocar el pistón de carga (incluyendo la piedra porosa) sobre la superficie del suelo. Tomar un nivel pequeño y verificar la nivelación del pistón o bloque de carga.
- 4) Pesar el recipiente de la arena para determinar el peso exacto del material utilizado en la muestra. Obtener a continuación una referencia del espesor



de la muestra de suelo marcando en varios puntos el borde del pistón o bloque de carga alrededor del perímetro con respecto a la altura de la caja de corte.

Ejemplo $\gamma_t = 1.92 \text{ g/cm}^3$ Volumen de la caja = 365.84 cm^3
Entonces la masa de ensayo será de 702.4 g

- 5) Aplicar la carga normal P_v deseada y colocar el dial para determinar el desplazamiento vertical (con precisión de 0,01 mm por división). Recordar incluir el peso del pistón de carga y la mitad superior de la caja de corte como parte del peso P_v .
- 6) Separar dos partes de la caja de corte desplazando los tornillos espaciadores que se encuentran en la parte superior de la caja de corte. El espacio desplazado debería ser ligeramente superior (al ojo) que el tamaño más grande de partículas presente en la muestra. A continuación se debe fijar el bloque de carga apretando los tornillos de fijación provistos para tal propósito a los lados de la parte superior de la caja de corte. Inmediatamente después de separar los tornillos espaciadores de manera que se libere la parte inferior de la caja de corte; en este momento la carga normal, la mitad de la carga de la caja de corte, y el bloque o pistón de carga se encuentran actuando sobre la muestra de suelo.
- 7) Ajustar el deformímetro de carátula (0,01 mm/división) para medir el desplazamiento en cortante.
- 8) Para ensayos saturados, saturar la muestra llenando la caja de muestra y permitiendo transcurrir suficiente tiempo para que tenga lugar la saturación.
- 9) Asegurarse de que las piedras porosas que se encuentran en la caja de corte estén saturadas si el suelo al ensayarse contiene alguna humedad.
- 10) Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga, del deformímetro de desplazamiento cortante, y del deformímetro vertical (cambio de volumen). Si el ensayo es de tipo deformación unitaria controlada, se deben tomar esas lecturas a desplazamientos horizontales de: 5, 10, y cada 10 ó 20 unidades de desplazamiento horizontal. Utilizar una tasa de deformación unitaria del orden de 0,5 a no más de 2 mm/min. No utilizar tasas de deformación unitaria más rápidas, pues existe el peligro de que se presente el pico de carga cortante entre dos lecturas. La tasa de deformación unitaria debería ser tal que la muestra "falle" entre 3 y 5 min.



11) Retirar la arena de la caja de corte y repetir los pasos 1 a 8 sobre por lo menos dos muestras adicionales y a una densidad dentro de los 5 g y no más de 10 g respecto a la cantidad de suelo usada en el primer ensayo. Asegurarse de que la arena ocupe el mismo volumen utilizando las marcas de referencia del paso N° 3.

12) En el paso anterior usar un valor diferente de P_v para cada ensayo

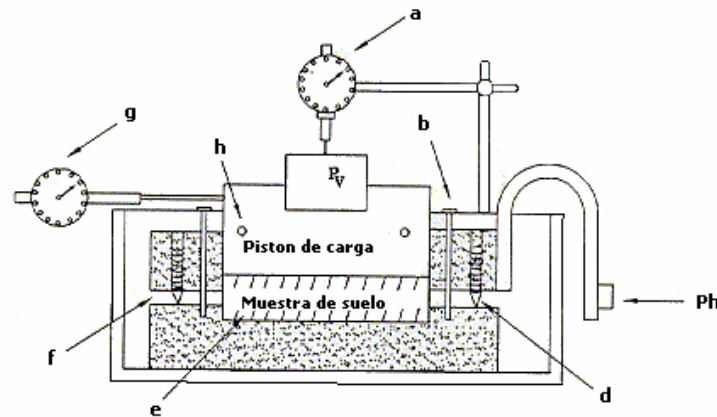


Figura 2.2.4 Detalles del ensayo y la caja de corte directo

En la figura 2.2.4 se aprecian los siguientes componentes: (a) Deformímetro para medir desplazamientos verticales (b) barra de carga (c) pasadores de alineación (d) tornillos para separar las partes de la caja de corte (e) bordes estríados para retener la muestra (f) espacio mayor que el tamaño de la máxima partícula en la muestra (g) Deformímetro (h) juego de tornillos para fijar en posición la cabeza de carga.

2.3 ENSAYE TRIAXIAL

2.3.1 Generalidades

Los aparatos triaxiales tienen como índice común el que aplican o pretenden aplicar, sobre el contorno de la muestra, solamente esfuerzos normales, es decir esfuerzos principales. Entre ellos destaca el que comúnmente se designa con el nombre de aparato triaxial, que realmente es un aparato de compresión cilíndrica, pues permite aplicar una tensión sobre todo el contorno lateral del cilindro y otra distinta, según su eje.

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



presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo.

Para simplificar los ensayos, dos de las tres tensiones actuantes ($\sigma_2 = \sigma_3$) son iguales si la probeta a ensayar es cilíndrica (simétrica)

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

La prueba se considera confiable por las siguientes razones:

1. Proporciona información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación unitaria del suelo, cosa que no hace la prueba de corte directo.
2. Proporciona condiciones más uniformes de esfuerzo que la prueba de corte directo con sus concentraciones de esfuerzos a lo largo del plano de falla,
3. Proporciona más flexibilidad en términos de trayectoria de carga.

Esfuerzos principales

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

En una prueba de compresión, una muestra de suelo esta sujeta a fuerzas compresivas que actúa en tres direcciones, en ángulos rectos entre si, respectivamente; uno en la dirección longitudinal, los otros dos lateralmente. Los tres planos perpendiculares sobre los cuales estos esfuerzos actúan, son conocidos como los planos principales y los esfuerzos como los esfuerzos principales.

Muchos de los problemas de mecánica de suelos son considerados en dos dimensiones, y solo son usados los esfuerzos principales mayor y menor. A la influencia del esfuerzo principal intermedia se le resta importancia.

Esfuerzo desviador

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



1. Se aplica la presión completa (alrededor de la muestra) denotada por σ_3 (figura. 2.3). Esta actúa igualmente en todas las direcciones, así los esfuerzos radial y axial serán igual a σ_3 .
2. Una carga axial P se aplicará desde afuera de la cámara y es progresivamente incrementada. La esfuerzo adicional causada por P, es solamente en la dirección axial y es igual a P/A.

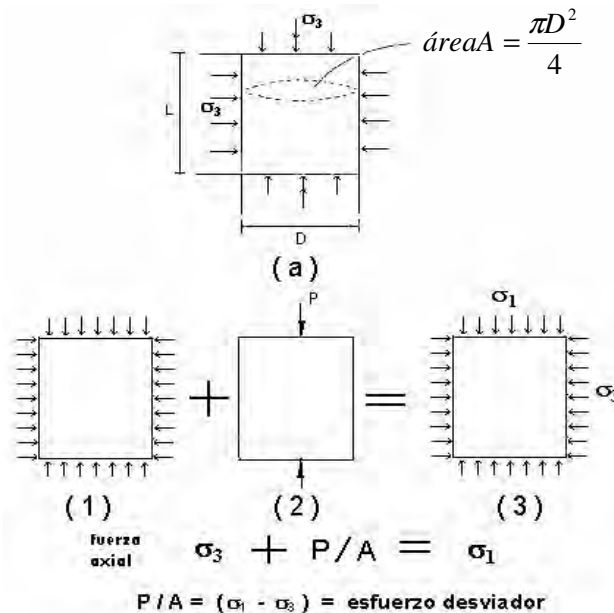


Figura. 2.3. Esfuerzo desviador.

(a) espécimen cilíndrico, sujeto a compresión Triaxial.
(b) Aplicación de carga separadas en dos componentes

Finalmente el esfuerzo axial total, denotado por σ_1 , es igual a $(\sigma_3 + P/A)$, es decir:

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

Esta ecuación puede ser ordenada de la siguiente manera:

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

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



En una prueba la presión de la cámara σ_3 , es mantenida constante a un valor dado, mientras que el esfuerzo desviador es gradualmente incrementado.

Generalmente esfuerzo de falla estará representada por el máximo de esfuerzo desviador.

Ventajas del ensaye

Algunas ventajas de los ensayos de compresión Triaxial son:

- ⊕ La muestra no es forzada a inducir la falla sobre una superficie determinada.
- ⊕ Consecuentemente, una prueba de compresión puede revelar una superficie débil relacionada a alguna característica natural de la estructura del suelo.
- ⊕ Los esfuerzos aplicados en pruebas de compresión en laboratorio, son una aproximación de aquellas que ocurren en situ.
- ⊕ Los esfuerzos aplicados son los esfuerzos principales y es posible realizar un estrecho control sobre los esfuerzos y las deformaciones.
- ⊕ Las condiciones de drenaje pueden ser controladas y es posible una gran variedad de condiciones de prueba.

Limitaciones del ensaye

Algunas limitaciones de los ensayos de compresión Triaxial son:

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

2.3.2 Equipo de ensaye

2.3.2.1 Descripción del aparato triaxial.

El aparato consta, en primer lugar, de una estructura metálica conocido como marco triaxial y de dos cámaras de camisa de lucita (figura 2.3.1a). Las bases de la camisa de lucita están conformadas por dos placas circulares las que quedaran unidas a la base de la cámara por medio de cuatro barras de sujeción. La pieza base inferior es de acero inoxidable para poder resistir los ensayos.

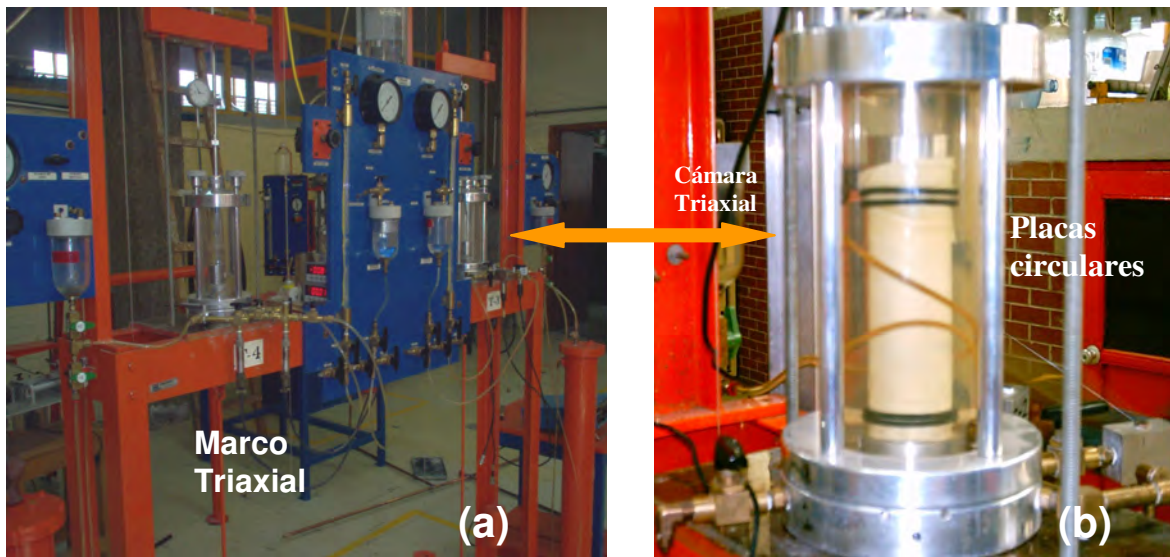


Figura 2.3.1 Cámara triaxial del Laboratorio de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería, UNAM

El elemento fundamental de un aparato triaxial es la cámara, constituida de cilindro de lucita de 10 cm de diámetro exterior y 7 mm de espesor de su pared como lo muestra la figura 2.3.1b, donde se produce la consolidación y rotura de la muestra de suelo. En ella puede verse la muestra de suelo cilíndrica, con dos placas porosas (figura 2.3.2) arriba y abajo que sirven de base y cabezal del cuerpo de prueba y envuelta en una membrana de látex.

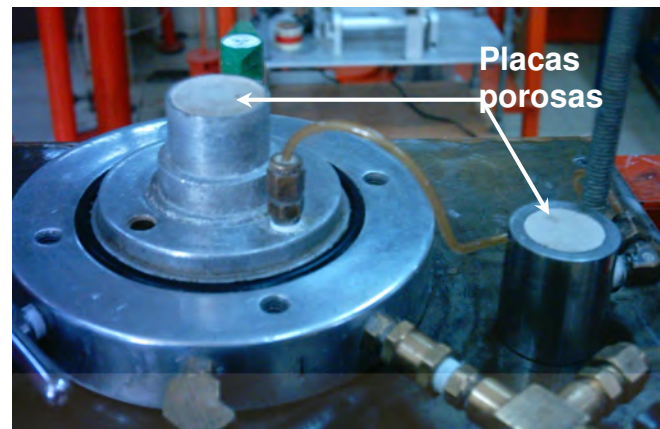


Figura 2.3.2

La transmisión de carga hacia el cuerpo de prueba se logra mediante el contacto del vástago con la cámara cuya sección superior del cuerpo, entra en contacto con él (figura 2.3.3).

Un micrómetro medirá las deformaciones ocasionadas por las cargas actuantes correspondientes. La velocidad de carga se medirá con un cronómetro digital.

El tablero también consta de un sistema de saturación.

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

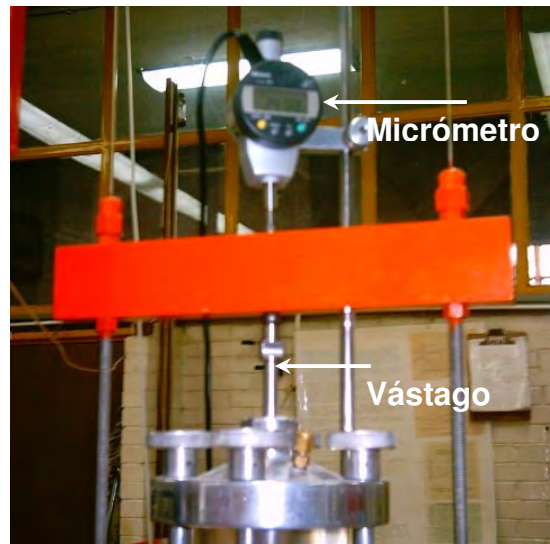


Figura 2.3.3 Preparación del equipo para la falla

2.3.3 Procedimiento de ensaye

Los ensayos que se llevaron a cabo en este trabajo para cada una de las muestras de arena elegidas se realizaron de la siguiente manera:

a. Preparación del equipo

- ⊕ Desarmar y limpiar la cámara y todas las líneas. Cerrar las válvulas.
- ⊕ Comenzar a saturar todas las líneas para eliminar las burbujas de aire que se encuentran atrapadas y así obtener una mejor circulación del agua

b. Preparación y montaje de la probeta

- ⊕ Pesar la cantidad de muestra necesaria para obtener tres probetas representativas. Esta muestra se colocará en un matraz con agua destilada previamente desairada, (figura 2.3.4). Comenzar a desairar a baño maría antes del montaje, a una temperatura de 30 °C.
- ⊕ Después de haber saturado las líneas de conducción se procede a colocar el papel filtro en el dren inferior.



Figura 2.3.4 Muestra desairada a baño maría



- ✦ Colocar la membrana en el dren inferior (base de la probeta) sosteniéndola con dos o-rings y posteriormente colocar el molde partido, este molde tiene la particularidad de estar conformado por dos piezas, las que se unen solidamente mediante cuatro tornillos. Este diseño de tal forma que una vez confeccionada la probeta puede retirarse sin alterar la muestra (figura 2.3.5).

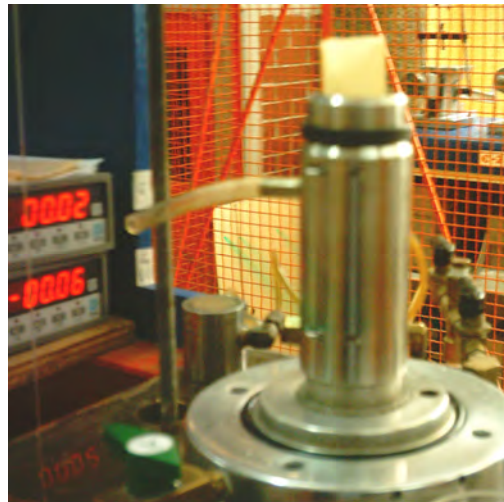


Figura 2.3.5 Colocación del molde con membrana en el interior

- ✦ Dispuesto el molde en la base de la cámara Triaxial, colocar los otros dos o-rings en la parte superior del molde. Se dobla el extremo de la membrana hacia afuera estirándola y se procede a aplicar el vacío desde el exterior para adherir la membrana al molde antes de comenzar el llenado.
- ✦ Se comienza a llenar el molde con el agua desairada que se encuentra almacenada en el vaso del marco triaxial; se toma el peso del matraz antes de iniciar el vaciado del material. Comenzar a preparar la probeta de arena por el proceso de decantación o lluvia de arena (figura 2.3.6a). Como las probetas que se montarán son en estado denso la muestra se compactará por medio de un vibrador eléctrico.
- ✦ Una vez terminado el llenado, se coloca el segundo filtro en la parte superior de la probeta y se coloca el cabezal, los extremos libres de la membrana se doblan y se fijan en el cabezal ajustándolo con los o-rings. Enseguida se suspende el vacío, por lo que la membrana se adhiere en torno a la muestra, base y cabezal. Se retira el molde y se desconecta el vacío cuidadosamente sin que el cuerpo de prueba pierda verticalidad. La probeta queda como lo muestra la figura 2.3.6b

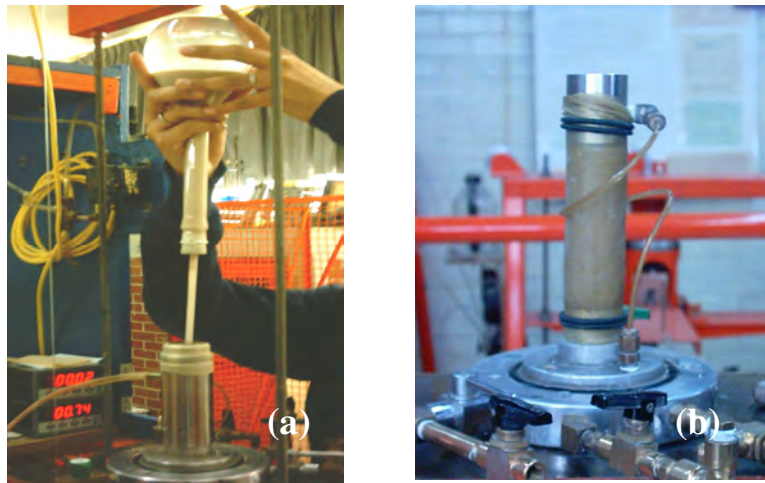


Figura 2.3.6 (a) llenado de probeta por decantación.
(b) probeta montada.

- ✦ Finalmente se miden tres diámetros de la probeta (superior, medio e inferior), así como tres alturas en diferentes extremos para obtener un diámetro y alturas promedio, los cuales servirán de datos para la obtención de resultados. Las probetas de ensayo conviene, por un lado, que no sean demasiado esbeltas, ya que serían difíciles de manejar y pandearían al aplicarles el desviador. Por otra parte, tampoco conviene que sean muy cortas, pues entonces la uniformidad en la distribución quedaría muy afectada por el rozamiento que se origina en sus extremos por el contacto con las dos piedras porosas superior e inferior. La proporción que normalmente se utiliza entre la altura y el diámetro es igual a 2.5.

c. Armado del conjunto

Para obtener el conjunto del aparato Triaxial en condiciones de efectuar las pruebas deberá procederse como sigue:

- ✦ Se coloca la cámara cuidadosamente, introduciendo el vástago cuidadosamente en el orificio del cabezal superior. La probeta deberá permanecer verticalmente. Asegurar la cámara triaxial por medio de sus barras de sujeción, apretándolas lo suficiente para impedir la salida de agua, de modo que la placa quede horizontal.
- ✦ Se centra la cámara. Todas las llaves del marco se deben encontrar cerradas.



- ✦ Se comienza por aplicar la presión confinante (σ_3) a la muestra por medio del agua con que se llena la cámara comprendida entre el cilindro exterior y la probeta, ajustando la presión por medio de los transductores de presión (figura 2.3.7). El transductor superior medirá la presión confinante y el transductor inferior medirá la presión de poro.
- ✦ Se procederá a saturar la probeta, midiendo la B de Skempton, registrando las lecturas en el formato que se presenta en la sección 2.2.5.

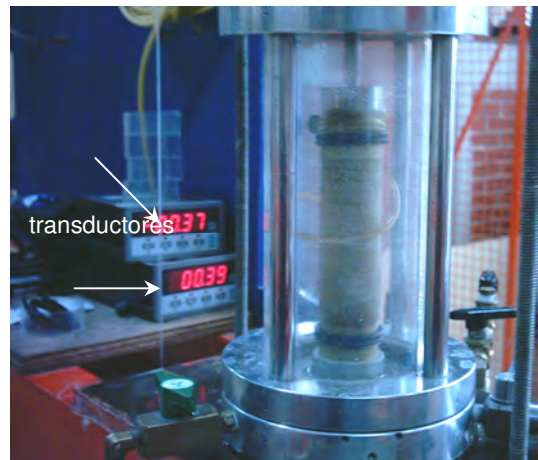


Figura 2.3.7 Aplicación de la presión de confinamiento a la probeta de

Una vez saturada la probeta se procede al ensaye y falla como sigue:

- ✦ Se coloca el micrómetro digital para medir las deformaciones que se van generando al aplicar el desviador (figura 2.3.8). La aplicación de la carga se hará por medio de pesas que se irán colocando cuidadosamente en el porta pesas en la parte inferior del marco (figura 2.3.9).

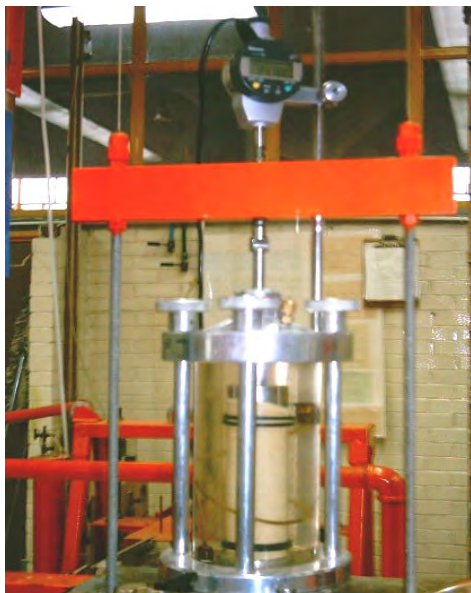


Figura 2.3.8 Colocación del micrómetro para medir la deformación de la probeta.



Figura 2.3.9 Colocación de pesas durante el ensaye



Cuando la muestra se vaya acercando a la falla, deberá ser cuidadosamente observada, tomándose notas del desarrollo de grietas, abultamientos, pérdida de verticalidad, etc. Es recomendable disminuir la magnitud del incremento de carga cerca de la falla, el tiempo de cada aplicación de carga se reducirá para obtener una mejor definición de la curva esfuerzo- deformación. La figura 2.3.10 representa un diagrama típico.

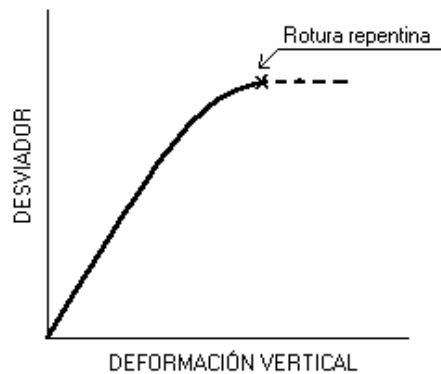


Figura. 2.3.10 Ensaye triaxial de esfuerzo controlado

Según se va aplicando el desviador de compresión, la altura de la probeta va disminuyendo y su diámetro aumentando (figura 2.3.11).

El cálculo de esfuerzos hay que efectuarlo con el diámetro deformado.

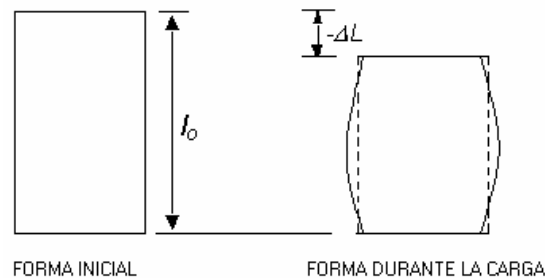


Figura 2.3.11 Deformación de la probeta durante la carga

Después de que el espécimen haya fallado o que su deformación axial sobrepase el 20%, cesara el proceso de incrementar carga. A continuación se procederá a quitar la presión de cámara, liberar la carga axial y sacar el micrómetro que mide las deformaciones de la probeta.



d. Desarme del conjunto

- ✦ Una vez obtenido los datos se procederá a desarmar el conjunto, a través de una llave ubicada a un lado de la cámara Triaxial, se procede a la evacuación del agua.
- ✦ Quitar las barras de armado entre placas de la cámara
- ✦ Retirar los o-rings de la base y el cabezal, doblar los extremos de la membrana sobre el espécimen y retirar la muestra.
- ✦ Quitar al espécimen la membrana impermeable, sacándolas a partir de un extremo y colocarla en una cápsula previamente pesada.
- ✦ Obtener el peso húmedo de la muestra, secar en el horno y obtener su peso seco w_s .
- ✦ Secar la membrana impermeable y proceder a rociar con talco, para evitar su deterioro si esta es recuperable.
- ✦ Limpiar, secar y armar nuevamente el aparato para la siguiente prueba. Esto habiendo cerrado las válvulas del tablero.

2.3.4 Condiciones de drenaje del ensaye

Según las condiciones que se produce el drenaje de la muestra se distinguen los tres mismos tipos de ensaye que vimos al hablar de la máquina de corte directo, con la sola diferencia de que en este caso la presión lateral toma el lugar de la carga vertical y el desviador sustituye al esfuerzo de corte.

A continuación vamos a describir con detalle cada uno de estos ensayos.

2.3.4.1 Prueba consolidada-drenada. CD

En la prueba consolidada-drenada, el espécimen se somete primero a una presión de confinamiento σ_3 a todo su alrededor mediante compresión del fluido de la cámara (figura 2.3.12a). Conforme se aplica la presión de confinamiento, la presión de poro del agua del espécimen se incrementa en la cantidad U_C ; dicho aumento de la presión de poro del agua se expresa en forma de un parámetro adimensional:

$$B = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_C} \quad \Delta \sigma_C = \sigma_3$$



donde B = parámetro de la presión de poro de Skempton (Skempton, 1954).

Para suelos blandos saturados, B es aproximadamente igual a 1. Black y Lee (1973) dieron valores teóricos de B para varios suelos completamente saturados, los cuales se dan en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Valores teóricos de B con saturación completa

Tipo de suelo	Valor teórico
Arcilla blanda normalmente consolidada	0.9998
Arcillas blandas ligeramente consolidadas y limos	0.9988
Arcillas firmes preconsolidadas y arenas	0.9877
Arenas muy densas y arcillas muy firmes bajo altas presiones de confinamiento	0.9130

Cuando la conexión al drenaje se mantiene abierta, tiene lugar la disipación del exceso de presión de poro del agua, y por consiguiente la consolidación. Con el tiempo, U_c se volverá igual a 0. En suelo saturado, el cambio de volumen del espécimen (ΔV_c) que tiene lugar durante la consolidación se obtiene del volumen de agua de poro drenada. El esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$ sobre el espécimen entonces es incrementado a una velocidad muy pequeña (figura 2.17b). la conexión al drenaje se mantiene abierta y la lenta velocidad de aplicación del esfuerzo desviador permite la completa disipación de cualquier presión de poro del agua que se desarrolle como consecuencia ($\Delta\sigma_d = 0$).

Como la presión de poro del agua desarrollada durante la prueba es completamente disipada, tenemos:

Esfuerzo de confinamiento total y efectivo = $\sigma_3 = \sigma_3'$

y

Esfuerzo axial total y efectivo en la falla = $\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1 = \sigma_1'$

Varias pruebas sobre especímenes similares se conducen variando la presión de confinamiento. Con los esfuerzos principales mayor y menor en la falla para cada prueba, se dibujan los círculos de Mohr-Coulomb y se obtienen las envolventes de falla.

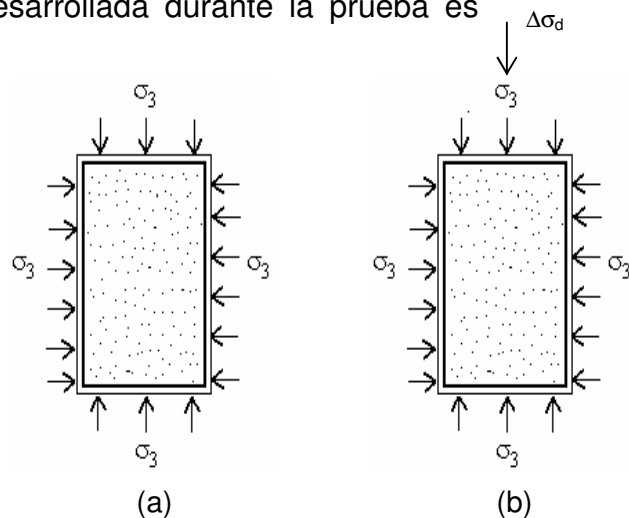


Figura 2.3.12 Prueba triaxial consolidada-drenada:

(a) espécimen bajo presión de confinamiento en la cámara; (b) aplicación del esfuerzo desviador



2.3.4.2 Prueba consolidada-no drenada. CU

La prueba consolidada-no drenada es el tipo más común de prueba triaxial. En ésta, el espécimen de suelo saturado es primero consolidado por una presión en todo su alrededor σ_3 del fluido en la cámara, que resulta en drenaje. Después que la presión de poro del agua generada por la aplicación de la presión de confinamiento es completamente disipada, el esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$ sobre el espécimen se incrementa para causar la falla cortante. Durante esta fase, la línea de drenaje desde el espécimen se mantiene cerrada. Como el drenaje no se permite, la presión de poro del agua Δu_d crecerá. En arena densa, la presión de poro del agua aumenta con la deformación unitaria hasta cierto límite, más allá del cual decrece y se vuelve negativa (con respecto a la presión atmosférica), este comportamiento se debe a que el suelo tiene una tendencia a dilatarse.

A diferencia de la prueba consolidada-drenada, los esfuerzos total y efectivo principal no son iguales en la prueba consolidada-no drenada. Como en esta prueba se mide la presión de poro en la falla, los esfuerzos principales se analizan como sigue:

Esfuerzo principal mayor en la falla (total):

$$\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1$$

Esfuerzo principal mayor en la falla (efectivo):

$$\sigma_1 - (u_1 + u_2) = \sigma_1'$$

$$\sigma_1 - U = \sigma_1'$$

Esfuerzo principal menor en la falla (total):

$$\sigma_3 = \sigma_c$$

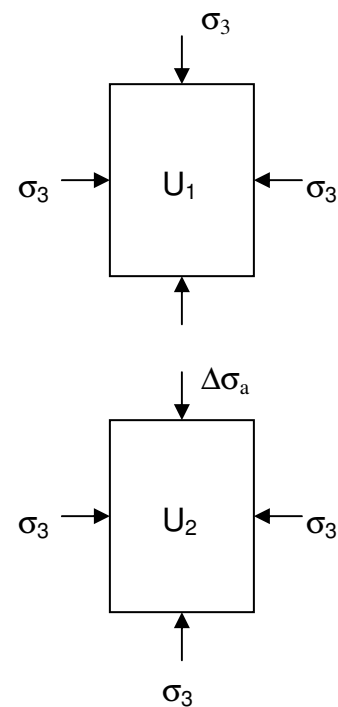
Esfuerzo principal menor en la falla (efectivo):

$$\sigma_c - U = \sigma_3'$$

donde U = presión de poro del agua . Las derivaciones precedentes muestran que

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1' - \sigma_3'$$

Pruebas sobre varios especímenes similares con diferentes presiones de confinamiento se efectúan para determinar los parámetros de resistencia cortante.





La envolvente de falla, como se explico anteriormente, se aproxima a una línea recta que pasa por el origen y se expresa por la ecuación

$$\tau_f = \sigma \tan \phi_{CU}$$

donde σ = esfuerzo total
 ϕ_{CU} = ángulo que forma la envolvente de falla del esfuerzo total con el eje del esfuerzo normal, también conocido como ángulo de resistencia cortante consolidada-no drenada.

2.3.4.3 Prueba no consolidada- no drenada. UU

En las pruebas no consolidadas- no drenadas, el drenaje del espécimen de suelo no se permite durante la aplicación de la presión de la cámara σ_3 . El espécimen de prueba es cortado a la falla por la aplicación del esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$, sin permitirse el drenaje. Como el drenaje no se permite en ninguna etapa, la prueba se lleva a cabo muy rápidamente. Debido a la aplicación de la presión de confinamiento en la cámara σ_3 , la presión de poro del agua en el espécimen de suelo se incrementará una cantidad u_c . Habrá un aumento adicional en la presión de poro Δu_d , debido a la aplicación del esfuerzo desviador. Por consiguiente, la presión de poro del agua total u en el espécimen en cualquier etapa de la aplicación del esfuerzo desviador se da como

$$u = u_c + \Delta u_d$$

la envolvente de falla para los círculos de Mohr-Coulomb del esfuerzo total se vuelve una línea horizontal y por consiguiente se llama una condición de $\phi = 0$, y

$$\tau_f = c_u$$

donde c_u es la resistencia cortante no drenada y es igual al radio de los círculos de Mohr-Coulomb.

2.3.5 Presentación de datos y resultados

Primeramente se obtienen los datos generales de la probeta como son; diámetros (superior, medio e inferior), altura (1, 2 y 3) y peso de la probeta w_0 .

Para calcular la B de Skempton, el cual nos indicará si la probeta esta totalmente saturada, se realizará de acuerdo al formato 1.

*Formato 1. Saturación del espécimen*

Incremento Esfuerzo Confinante $\Delta \sigma_c$ kg/cm^2	Esfuerzo Confinante σ_c kg/cm^2	Contra Presión		Esfuerzo Confinante Efectivo σ'_c kg/cm^2	Incremento de la Presión de Poro ΔU kg/cm^2	B de Skempton $B = \Delta U / \Delta \sigma_c$
		SUELO	EQUIPO			
		?			?	?

Para cada una de las probetas en las pruebas CD y CU, se deberán obtener los siguientes datos durante la realización de la consolidación de la probeta, formato 2.

Tomar datos de tiempo (cronómetro), deformación volumétrica (bureta) y axial (micrómetro). Duración para suelos gruesos de 5 a 10 min. Se toman lecturas iniciales y finales del micrómetro y bureta para calcular altura y área consolidada.

Formato 2. Consolidación del espécimen

Esfuerzo Confinante Efectivo σ'_c kg/cm^2	Consolidación	
		lectura micrómetro mm
	$L_{mi} =$	$L_{Bi} =$
	$L_{mf} =$	$L_{Bf} =$

Durante la realización de la prueba CD, se tomarán los datos de tiempo, carga, deformación axial, deformación volumétrica y presión de poro. Los datos se registraran en el formato 3

Formato 3. registro de datos durante el ensaye

TIEMPO <i>min</i>	ΔP <i>kg</i>	P <i>kg</i>	LECTURA DEL MICRO <i>mm</i>	LECTURA BURETA <i>cm</i>	PRESIÓN DE PORO <i>kg/cm²</i>
CD	CD	CD	CD		
CU	CU	CU	CU	CD	CU
UU	UU	UU	UU		



Lo mismo se hará para la prueba CU, sólo que en este tipo de prueba no se tomará la deformación volumétrica.

Para la prueba UU no se tomará la presión de poro y tampoco la deformación volumétrica.

2.3.6 Resultados de la prueba

a. Formulas

A continuación se presentan las formulas para la construcción de la tabla de presentación de datos:

1. Cálculo de Diámetro, altura y área iniciales.

$$D_0 = (D_s + 2D_m + D_i)/4$$

$$A_0 = \frac{\pi D_o^2}{4}$$

donde A_0 , es el área inicial de la sección transversal de la probeta, en cm^2 .
 D_0 , diámetro inicial de la probeta, en cm.

$$H_0 = \frac{h_1 + h_2 + h_3}{3}$$

donde H_0 , es la altura inicial de la probeta, en cm.

2. Cálculo de Altura y Área consolidada (H_c y A_c), respectivamente. Para las pruebas CD y CU.

$$\Delta h_c = Lm_i - Lm_f \quad \Delta Vol = (Lb_f - Lb_i)k_B$$

$$H_c = H_0 - (\Delta h_c / 10)$$

$$A_c = \frac{A_0 - \frac{\Delta Vol}{H_0}}{1 - \frac{\Delta h_c}{H_0}}$$



donde h_c , es la altura consolidada de la probeta, en cm.
 A_c , es el área consolidada de la probeta en cm^2 .
 ΔVol , es la deformación volumétrica, en cm^3 .
 Lm_0 , es la lectura inicial del micrómetro, en mm.
 Lm_j , es la lectura final del micrómetro, en mm.
 Lb_0 , es la lectura inicial de la bureta, en cm.
 Lm_j , es la lectura final de la bureta, en cm.
 k_B , es una constante de la bureta. $k_B = 0.33355 \text{ cm}^2$.

3. Cálculo de la Deformación total δ_t

$$\delta_t = Lm_0 - Lm_j$$

donde δ_t , es la deformación total de la probeta, en mm.
 Lm_0 , es la lectura inicial del micrómetro, en mm.
 Lm_j , es la lectura del micrómetro para $j = 0, 1, 2, 3, \dots$, en mm.

4. Cálculo de la deformación unitaria ε .

$$\varepsilon = ((\delta_t / 10) / h_c) * 100$$

donde ε , es la deformación unitaria, en %.

5. Cálculo del Área corregida, A_{cor} .

$$A_{cor} = \frac{A_c - \frac{\Delta\text{Vol}}{h_c}}{1 - \frac{\delta_t}{h_c}}$$

donde A_{cor} , es el área corregida de la probeta después del ensayo, en cm^2 .

6. Cálculo del esfuerzo desviador, σ_{des} .

$$\sigma_{des} = \frac{P}{A_{cor}}$$

donde σ_{des} , es el esfuerzo desviador aplicado a la probeta, en kg/cm^2 .

**b. Presentación de resultados.**

Los resultados obtenidos de las pruebas se registrarán en el siguiente formato;

Formato 4 Prueba triaxial CD y CU

PROYECTO : TESIS DE LICENCIATURA LOCALIZACIÓN : FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.								
SONDEO : B - 1 MUESTRA : PROFUNDIDAD : N/D								
PRUEBA TRIAXIAL : $\sigma_c =$ kg/cm ² U = 0.00 kg/cm ² $\sigma_c' =$ kg/cm ²								
DATOS GENERALES:								
$D_s =$	cm	$D_o =$	cm	$\text{Vol)cons} =$	cm ³			
$D_m =$	cm	$H_o =$	cm	$\Delta H)cons =$	mm			
$D_i =$	cm	$A_o =$	cm ²					
$H_1 =$	cm	$\gamma_m =$	t/m ³	$H_c =$	cm			
$H_2 =$	cm	$\omega_i =$	%	$A_c =$	cm ²			
$H_3 =$	cm	$k_b =$	cm ²					
$W_o =$	gr	$\Delta Bureta =$	cm	$\omega_f =$	%			
ΔP	P_{total}	MICRO	δ_{total}	BURETA	ΔVol	ϵ	A_{cor}	σ_{des}
kg	kg	mm	mm	cm	cm ³	%	cm ²	kg/cm ²

Formato 5. Prueba triaxial UU

PROYECTO : TESIS DE LICENCIATURA LOCALIZACIÓN : FACULTAD DE INGENIERÍA						
SONDEO : B - 1 MUESTRA : PROFUNDIDAD : N/D						
PRUEBA TRIAXIAL : UU $\sigma_c =$ kg/cm ²						
DATOS GENERALES:						
$D_s =$	cm			$D_o =$	cm	
$D_m =$	cm			$H_o =$	cm	
$D_i =$	cm			$A_o =$	cm ²	
$H_1 =$	cm			$\gamma_m =$	t/m ³	
$H_2 =$	cm			$\omega =$	%	
$H_3 =$	cm					
$W_o =$	gr					
ΔP	P_{total}	MICRO	δ_{total}	ϵ	A_{cor}	σ_{des}
kg	kg	mm	mm	%	cm ²	kg/cm ²

Las celdas que están en negritas, son las que se utilizarán para registrar los datos obtenidos en la prueba.



3. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES UTILIZADOS

Con motivo de este proyecto, se ensayaron 5 muestras de arena de diferentes orígenes. Como se indicará más adelante, las arenas que se ensayaron son uniformes y tienen diferente granulometría.

Como uno de los principales objetivos de este trabajo, es la caracterización de arenas uniformes en estado denso, para cada una de las muestras utilizadas se tomaron fotografías en el Laboratorio de Geología de la Facultad de Ingeniería.

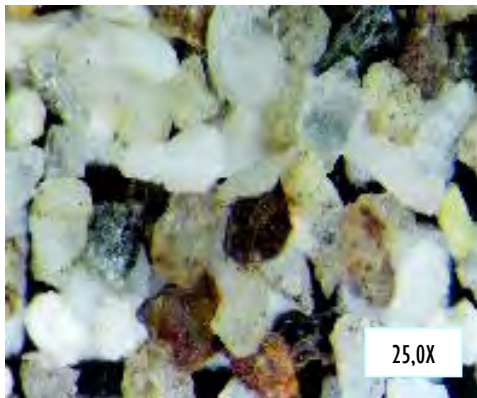
Para obtener una mejor imagen de la forma de los granos de cada una de las muestras, se utilizó un microscopio como el que se observa en la fotografía 3.1.



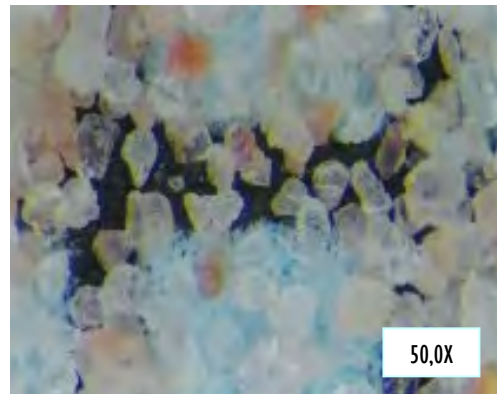
Fotografía 3.1. Microscopio (WILD MPS 515; cámara WILD HEERBRUGG) utilizado para la toma de fotografías de las muestras.

La toma de las muestras se realizó con la finalidad de analizar si para estas muestras la forma de los granos influye en el comportamiento mecánico al obtener la resistencia al esfuerzo cortante.

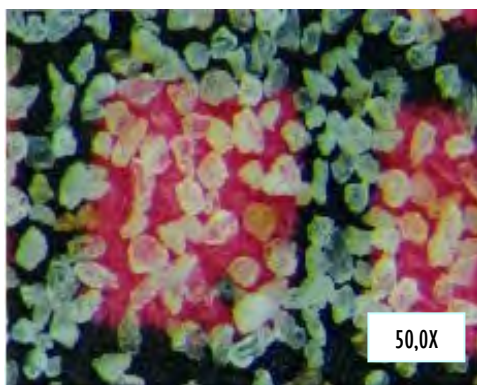
A fin de ilustrar la forma y aspecto de las partículas de los materiales se presentan fotografías con diferentes tomas de aumentos en la figura 3.2.



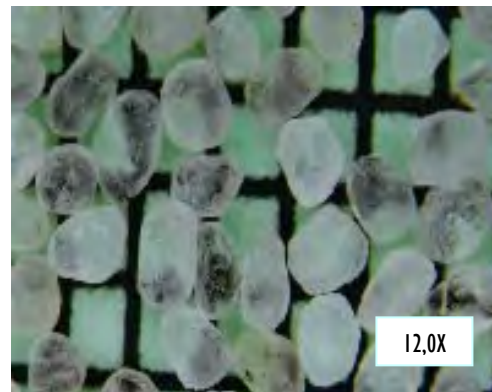
MUESTRA - 1



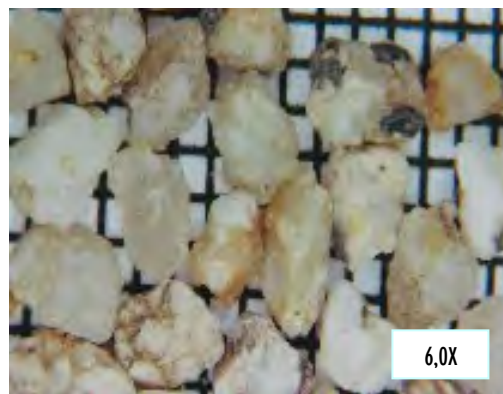
MUESTRA - 2



MUESTRA - 3



MUESTRA - 4



MUESTRA - 5

Fotografía 3.2 Aumentos de las partículas de arena de cada una de las muestras utilizadas



Con relación a las gráficas visuales de esfericidad de la figura 1.2 del capítulo I, para cada una de las muestras se obtuvieron las siguientes características.

MUESTRA	AUMENTO	TAMAÑO DE PARTÍCULA (No. DE MALLA)	CARACTERÍSTICAS
1	25,0X	50 (0.297mm)	Anguloso de baja esfericidad
2	50,0X	100 (0.149mm)	Sub-anguloso de baja esfericidad
3	50,0X	60 (0.250mm)	Sub-anguloso de baja esfericidad
4	12,0X	30 (0.590mm)	Redondeado de baja esfericidad
5	6,0X	12 (1.410mm)	Anguloso de baja esfericidad

3.1 Propiedades índice

En la siguiente tabla presenta los parámetros granulométricos, densidad de sólidos, relación de vacíos en estado suelto y denso, correspondientes a las muestras que se ensayaron en la prueba triaxial.

MUESTRA	DENSIDAD DE SÓLIDOS S_s	RELACIÓN DE VACÍOS MIN e_{MIN}	RELACIÓN DE VACIOS MÁX $e_{MÁX}$
1	2.6615	0.87	1.07
2	2.6300	0.72	0.95
3	2.6418	0.74	0.96
4	2.6382	0.53	0.60
5	2.6305	0.77	0.94

3.2 Granulometría

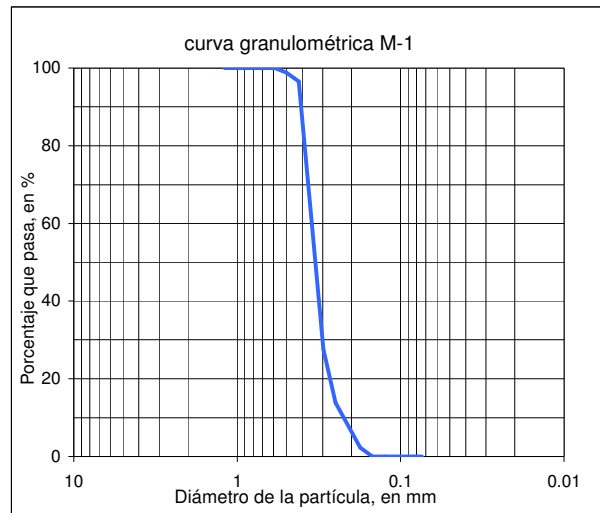
Las propiedades mecánicas de un cuerpo granular dependen de la forma y rugosidad de los granos y de la composición granulométrica, además de otros parámetros.

La composición granulométrica de los materiales estudiados se presenta en la figura 3.3. El cribado de las muestras se realizó por el método manual, esto es por tamizado, de la malla no. 4 a la malla no. 200 terminando con la charola.



FIGURA 3.3a CURVAS GRANULOMÉTRICAS PARA LAS MUESTRAS M-1 Y M-2

MALLA No.	ABERTURA mm	MUESTRA: M-1		
		Wret	%Ret. Acum	% PASA
		W = 435 gr		
4	4.76			
5	4			
6	3.03			
8	2.38			
10	1.68			
12	1.41			
14	1.35			
16	1.20	0.00	0.00	100.00
18	1.00	0.00	0.00	100.00
20	0.840	0.00	0.00	100.00
30	0.590	0.00	0.00	100.00
35	0.500	5.00	1.15	98.85
40	0.420	10.00	3.45	96.55
50	0.297	300.00	72.41	27.59
60	0.250	60.00	86.21	13.79
80	0.177	50.00	97.70	2.30
100	0.149	10.00	100.00	0.00
120	0.125	0.00	100.00	0.00
180	0.083	0.00	100.00	0.00
200	0.074	0.00	100.00	0.00
CHAROLA	0.000	0.00	100.00	0.00



MALLA No.	ABERTURA mm	MUESTRA: M-2		
		Wret	%Ret. Acum	% PASA
		W = 1169.36 gr		
4	4.76			
5	4			
6	3.03			
8	2.38			
10	1.68			
12	1.41			
14	1.35			
16	1.20			
18	1.00			
20	0.840			
30	0.590			
35	0.500			
40	0.420			
50	0.297			
60	0.250			
80	0.177	0.00	0.00	100.00
100	0.149	904.18	77.32	22.68
120	0.125	215.18	95.72	4.28
180	0.083	50.00	100.00	0.00
200	0.074	0.00	100.00	0.00
CHAROLA	0.000	0.00	100.00	0.00

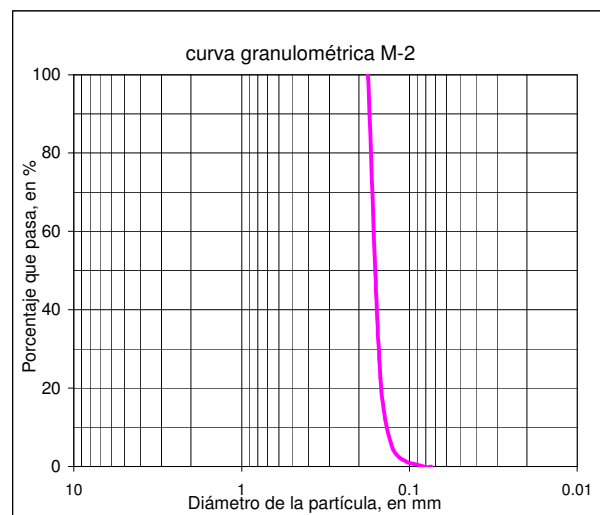
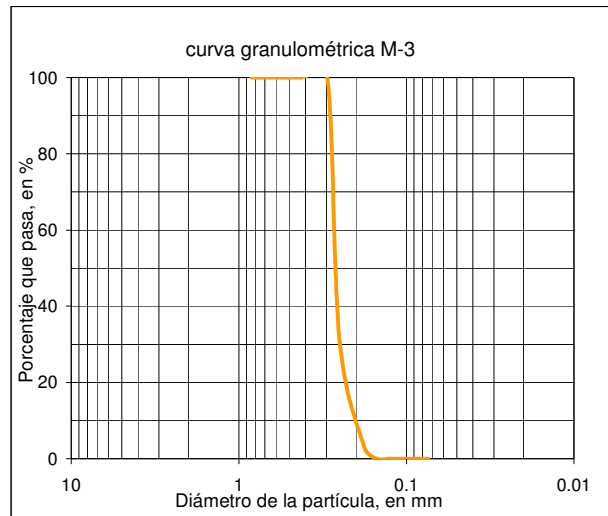




FIGURA 3.3b CURVAS GRANULOMÉTRICAS PARA LAS MUESTRAS M-3 Y M-4

MALLA No.	ABERTURA mm	MUESTRA: M-3 W = 720 gr		
		Wret	%Ret. Acum	% PASA
4	4.76			
5	4			
6	3.03			
8	2.38			
10	1.68			
12	1.41			
14	1.35			
16	1.20			
18	1.00			
20	0.840	0.00	0.00	100.00
30	0.590	0.00	0.00	100.00
35	0.500	0.00	0.00	100.00
40	0.420	0.00	0.00	100.00
50	0.297	0.00	0.00	100.00
60	0.250	500.00	69.44	30.56
80	0.177	200.00	97.22	2.78
100	0.149	20.00	100.00	0.00
120	0.125	0.00	100.00	0.00
180	0.083	0.00	100.00	0.00
200	0.074	0.00	100.00	0.00
CHAROLA	0.000	0.00	100.00	0.00



MALLA No.	ABERTURA mm	MUESTRA: M-4 W = 814.37 gr		
		Wret	%Ret. Acum	% PASA
4	4.76			
5	4			
6	3.03			
8	2.38			
10	1.68			
12	1.41			
14	1.35			
16	1.20	0.00	0.00	100.00
18	1.00	0.31	0.04	99.96
20	0.840	1.43	0.21	99.79
30	0.590	807.43	99.36	0.64
35	0.500	3.37	99.78	0.22
40	0.420	0.5	99.84	0.16
50	0.297	0.95	99.95	0.05
60	0.250	0.38	100.00	0.00
80	0.177	0.00	100.00	0.00
100	0.149	0.00	100.00	0.00
120	0.125	0.00	100.00	0.00
180	0.083	0.00	100.00	0.00
200	0.074	0.00	100.00	0.00
CHAROLA	0.000	0.00	100.00	0.00

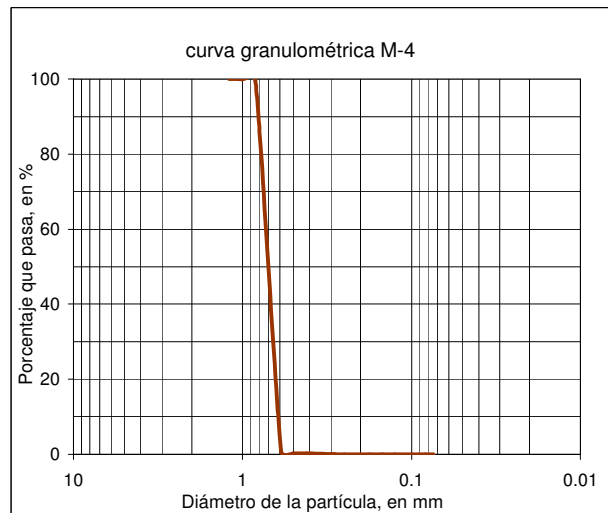




FIGURA 3.3c CURVA GRANULOMÉTRICA PARA LA MUESTRA M-5

MALLA No.	ABERTURA mm	MUESTRA: M-5		W =	912.96
		Wret	%Ret. Acum	gr	
				% PASA	
4	4.76	0.00	0.00	100.00	
5	4	12.00	1.31	98.69	
6	3.03	60.00	7.89	92.11	
8	2.38	380.00	49.51	50.49	
10	1.68	350.00	87.85	12.15	
12	1.41	80.00	96.61	3.39	
14	1.35	11.80	97.90	2.10	
16	1.20	11.80	99.19	0.81	
18	1.00	5.00	99.74	0.26	
20	0.840	2.36	100.00	0.00	
30	0.590	0.00	100.00	0.00	
35	0.500	0.00	100.00	0.00	
40	0.420	0.00	100.00	0.00	
50	0.297	0.00	100.00	0.00	
60	0.250	0.00	100.00	0.00	
80	0.177	0.00	100.00	0.00	
100	0.149	0.00	100.00	0.00	
120	0.125	0.00	100.00	0.00	
180	0.083	0.00	100.00	0.00	
200	0.074	0.00	100.00	0.00	
CHAROLA	0.000	0.00	100.00	0.00	

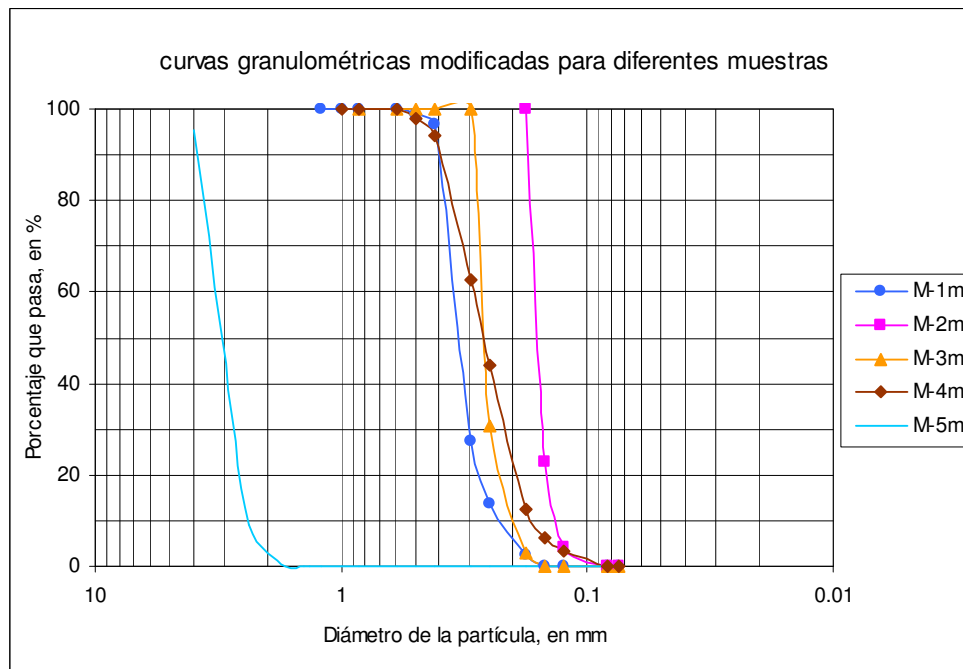
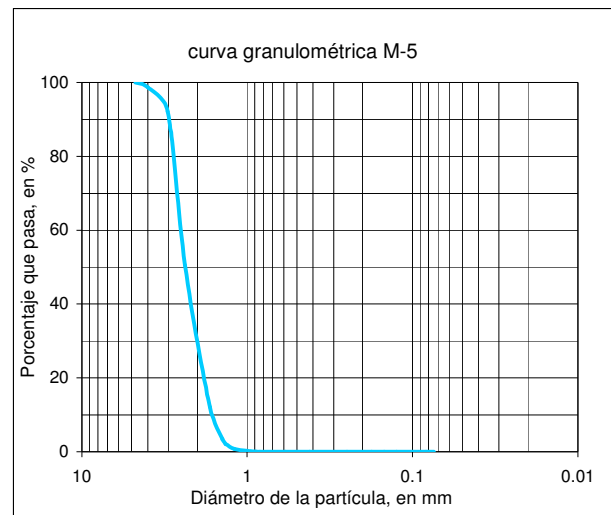


Figura 3.3 Curvas granulométricas de los materiales ensayados en compresión triaxial



3.3 Clasificación SUCS

Con relación a las curvas granulométricas obtenidas para cada una de las muestras y mediante el Sistema de clasificación de suelos (SUCS), se obtiene que más del 50 % de la fracción retenida en la malla no. 200 pasa la malla no. 4 obteniéndose un suelo grueso, arena (S). Como la arena es limpia se tiene 0% de finos

Tabla 3.1

MUESTRA	C_u	C_c	SIMBOLOGÍA
M-1	1.565	1.161	SP
M-2	1.172	1.039	SP
M-3	1.390	1.216	SP
M-4	1.164	0.969	SP
M-5	1.486	0.879	SP

Como se observa en la tabla 3.1 y de acuerdo al SUCS, establece que para un suelo bien graduado se deben cumplir para las arenas las siguientes condiciones:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad C_u \geq 6$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad 1 \leq C_c \leq 3$$

donde

C_u : coeficiente de uniformidad

C_c : coeficiente de curvatura

Como no se cumplen las dos condiciones, entonces se obtiene una arena limpia mal graduada **SP** (uniforme).



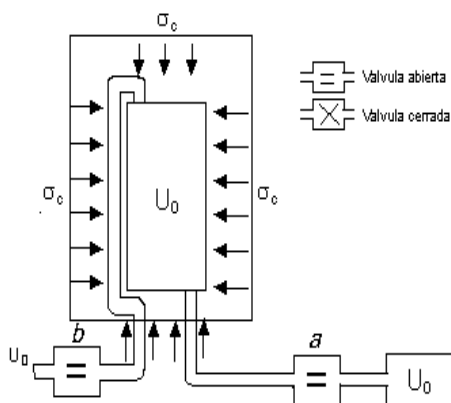
4. Ensayes triaxiales realizados

Los ensayos que se llevaron a cabo en este trabajo son los siguientes:

- ✦ Ensaye de compresión triaxial con consolidación previa y falla con drenaje (CD).
- ✦ Ensaye de compresión triaxial con consolidación previa. Falla sin drenaje y medida de la presión de poro (CU).
- ✦ Ensaye de compresión triaxial sin consolidación previa y falla sin drenaje (UU).

4.1 Ensaye CD

a) aplicación de la presión confinante (consolidación)



b) aplicación de la carga axial

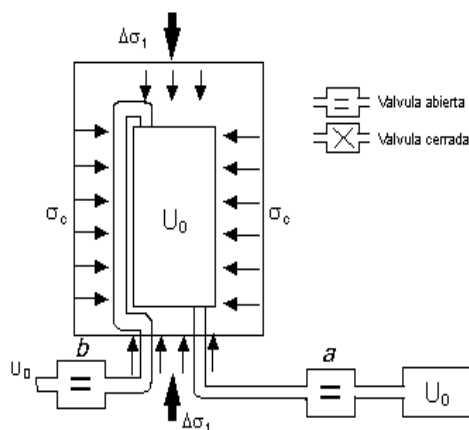


Figura 4.1 Fases del ensayo CD

En la figura 4.1 se muestran esquemáticamente las dos fases básicas del ensayo.

Al tener lista la probeta previamente saturada y antes de la consolidación, se anotará la lectura del micrómetro inicial L_{mi} y la lectura de la bureta inicial L_{Bi} .

En la tabla 4.1 muestra los resultados de saturación de una probeta y en la tabla 4.2 los datos obtenidos antes y después de la consolidación.

Se aplica el último incremento de esfuerzo confinante para lograr el efectivo deseado y se abren los drenes para que se consolide. Al permitir el drenaje, los excesos de presión intersticial generados se irán disipando paulatinamente en función de la permeabilidad del suelo, hasta alcanzar la consolidación completa. En ese momento la presión intersticial volverá a ser la de equilibrio (u_0 en este caso, impuesta por el sistema de presión de la válvula b , que también permanece abierta) y los esfuerzos efectivos actuantes sobre el suelo resultarán:

$$\sigma'_1 = \sigma_c - u_0$$

$$\sigma'_2 = \sigma_c - u_0$$

$$\sigma'_3 = \sigma_c - u_0$$



Tabla 4.1 saturación del especimen

Muestra: M-4a

Incremento Esfuerzo Confinante $\Delta \sigma_c$ kg/cm^2	Esfuerzo Confinante σ_c kg/cm^2	Contra Presión σ_{cp} kg/cm^2		Esfuerzo Confinante Efectivo σ'_c kg/cm^2	Incremento de la Presión de Poro ΔU kg/cm^2	B de Skempton $B = \Delta U / \Delta \sigma_c$
		S.E.O	EQUIPO			
	0.00					
0.30	0.30	?	0.20	0.10	?	?
0.30	0.60	0.409	0.50	0.10	0.209	0.695
0.30	0.90	0.728	0.80	0.10	0.228	0.761
0.20	1.10	0.969	1.00	0.10	0.169	0.844
0.20	1.30	1.168	1.20	0.10	0.168	0.839
0.20	1.50	1.394	1.40	0.10	0.194	0.971
0.30	1.80	1.698	1.40	0.40	0.298	0.993

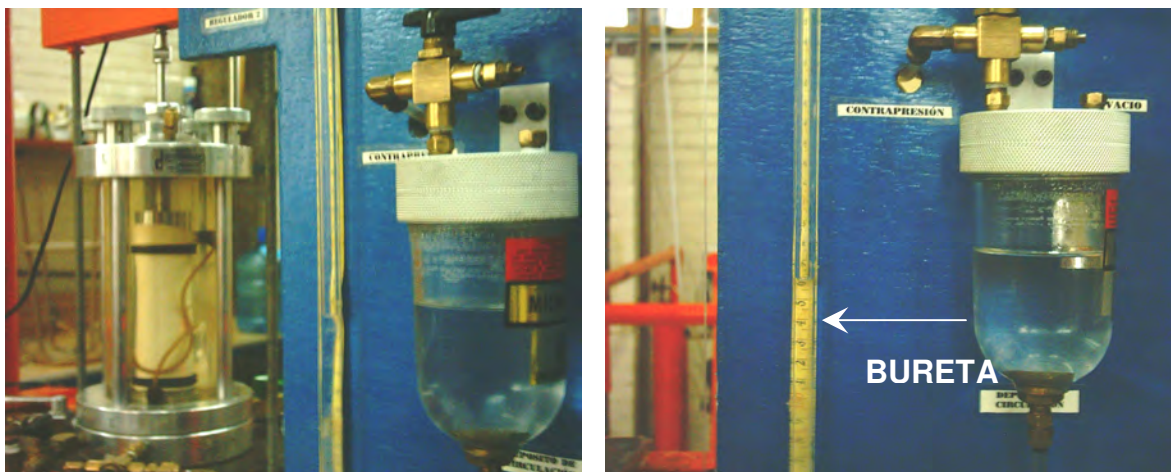


Figura 4.2

Complementariamente, la reducción de volumen originada por el incremento isotrópico del esfuerzo confinante se mide en la bureta que se encuentra a un lado de la cámara (Figura 4.2). Así partiendo de la muestra saturada, el volumen de agua expulsado será igual a la disminución de volumen de la muestra. Se anotará el volumen final de la bureta L_{Bf} el cual debe llegar a un nivel donde permanecerá constante, así como también la deformación producida tomando la lectura en el micrómetro L_{mf} .



Tabla 4.2 consolidación del espécimen

Muestra: M-4a

Esfuerzo Confinante Efectivo σ'_c kg/cm^2	Consolidación	
	lectura micrómetro mm	lectura Bureta cm
0.40	$L_{mi} = 27.190$	$L_{Bi} = 185.00$
	$L_{mf} = 27.169$	$L_{Bf} = 186.50$

Una vez finalizada la consolidación puede dar comienzo la fase de falla. Para ello se mantienen invariables la presión de cámara y la presión intersticial de la fase anterior (válvulas *a* y *b* abiertas), y se comienza a aplicar la carga verticalmente a la probeta mediante pesas. Dado que el ensaye se realiza con drenaje, se selecciona una velocidad lo suficientemente lenta como para asegurar que los excesos de presión intersticial generados se van discipando en forma continua. En todo el proceso se mide el incremento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma$ la variación de volumen de la muestra, en este caso el de la bureta, y el acortamiento axial producido que se mide en el micrómetro digital.

Para obtener un ensaye completo se fallarán tres probetas preparadas de la misma forma, aplicando a cada una esfuerzos efectivos de consolidación crecientes;

$$\sigma'_1 = \sigma_c - u_0 = 0.4 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma'_2 = \sigma_c - u_0 = 0.8 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma'_3 = \sigma_c - u_0 = 1.2 \frac{kg}{cm^2}$$

En cada ensaye la rotura se alcanza a un esfuerzo vertical $\sigma_1 = \sigma'_1$ diferente, mayor cuando más elevada sea la presión efectiva de cámara inicial.

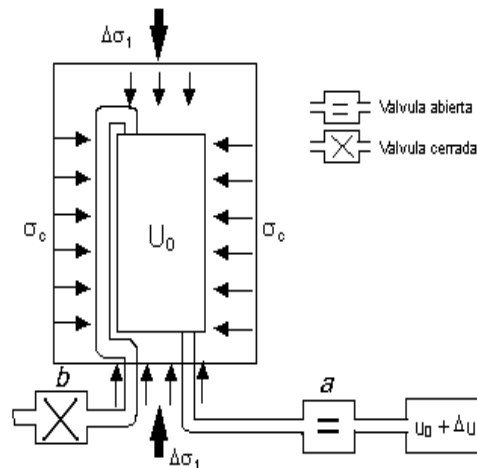
En las pruebas triaxiales CD se presentan las curvas ($\Delta\sigma_d, \epsilon_v$) y ($\Delta V, \epsilon_v$), como se obtienen en la figura 5.1 y en un diagrama (σ, τ) se dibujan los tres círculos de Mohr-Coulomb.

De acuerdo al ensaye realizado y los datos registrados, se obtuvieron los resultados para cada una de las muestras y sus respectivas probetas en las tablas 5.1



4.2 Ensayo CU

b) aplicación de carga axial



La primera etapa del ensayo corresponde a la consolidación bajo un esfuerzo confinante isótropo, y es idéntica a la primera etapa del ensayo CD. Completada la consolidación, se cierra la válvula b de drenaje y de introducción de presión intersticial, y se comienza la fase de falla como se ilustra en la figura 4.3, en todo el proceso se mide el incremento de esfuerzo vertical ($\Delta\sigma_1$), la variación de la presión intersticial en la muestra (Δu) (figura 4.4) y el acortamiento axial producido a través de la bureta. En estas pruebas triaxiales se representan las curvas ($\Delta\sigma_d, \epsilon_v$) y ($\Delta V, \epsilon_v$),

Figura 4.3 Fase del ensayo CU

Aplicación de carga axial:

1. se cierra la válvula B
2. se mantiene constante $\Delta\sigma_c$
3. se aumenta $\Delta\sigma_1$
4. se mide $\Delta\sigma_c', \Delta u, \epsilon_v$.

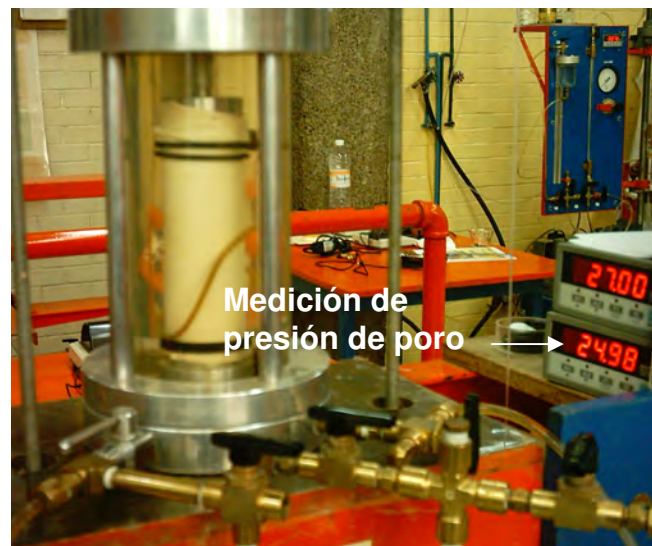


Figura 4.4

Cuando se alcance la rotura se habrá introducido un incremento de esfuerzo vertical total $(\Delta\sigma_1)_f$. Como se conoce la presión intersticial ($u_f = u_0 + \Delta u_f$), se determinan los esfuerzos efectivos y totales en el momento de la falla y se dibujan los círculos de Mohr-Coulomb correspondiente. Estos círculos se muestran en la figura 5.2 para cada una de las muestras.

En esta prueba se fallaron dos probetas preparadas de la misma forma aplicando esfuerzos efectivos isótropos de consolidación crecientes,



$$\sigma'_1 = \sigma_c - u_0 = 0.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma'_2 = \sigma_c - u_0 = 0.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

de manera que trazando la tangente común a los círculos de Mohr-Coulomb resultantes en tensiones efectivas, se determinaron los parámetros efectivos de resistencia del suelo (c' , ϕ').

Los resultados obtenidos en esta prueba se muestran en las tablas 5.2.

4.3 Ensaye UU

En este tipo de ensaye teniendo la probeta saturada, en ausencia de drenaje todo el esfuerzo confinante de cámara se transmite al líquido intersticial, y por tanto los esfuerzos efectivos en el suelo no varían. Por ello, aunque se lleven a cabo el ensaye en tres probetas idénticas y se apliquen tres esfuerzos de cámara distintas en este caso $\sigma'_c = 0.4, 0.8$ y 1.2 kg/cm^2 , los esfuerzos efectivos iniciales son las mismas en las tres probetas. En la fase de corte se miden el incremento de esfuerzo vertical total ($\Delta\sigma_1$) y la deformación axial ε_v .

Las envolventes de Mohr-Coulomb para la falla de los tres materiales ensayados aparecen dibujadas en la figura 5.3. Están expresadas en esfuerzos totales (las únicas que se miden) y muestran el mismo diámetro. Como se aprecia, los círculos en esfuerzos totales tienen como tangente común una línea horizontal. La intersección de esta línea con el eje de las ordenadas se denomina “resistencia al corte sin drenaje”. Evidentemente coincide con el radio de los círculos, y por lo tanto representa el máximo esfuerzo tangencial. Obviamente este ensaye no permite determinar los parámetros de resistencia al corte efectivos, dado que ni siquiera se mide la presión intersticial durante el ensayo.

Los resultados obtenidos en esta prueba se muestran en las tablas 5.3.

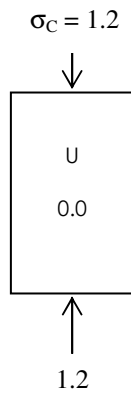
A continuación se muestra el cálculo de los esfuerzos totales, neutros y efectivos que se obtuvieron de una probeta para cada prueba, y a partir de ellos se obtuvieron las envolventes:



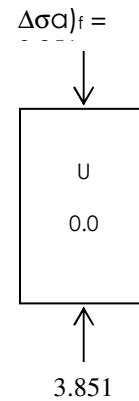
Prueba CD

MUESTRA -1a

Primera etapa



Segunda etapa

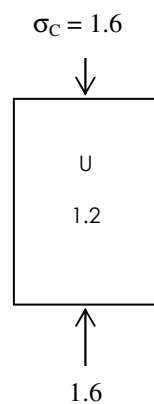


<i>Esfuerzos totales</i>	<i>Presión de poro</i>	<i>Esfuerzos efectivos</i>
$\sigma_1 = \sigma_c + \Delta\sigma_d)_f$ $\sigma_1 = 1.2 + 3.851 = \underline{5.051 \text{ kg/cm}^2}$ $\sigma_3 = \sigma_c$ $\sigma_3 = \underline{1.2 \text{ kg/cm}^2}$	$U = 0$ La presión del agua es completamente disipada	$\sigma'_1 = \sigma_1 - U$ $\sigma'_1 = \sigma_1$ $\sigma'_3 = \sigma_3 - U$ $\sigma'_3 = \sigma_3$

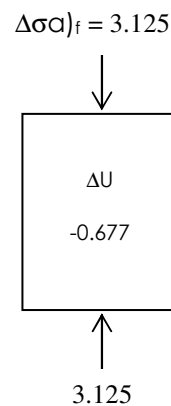
Prueba CU

MUESTRA - 5b

Primera etapa



Segunda etapa



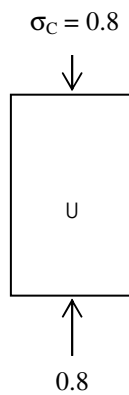


<i>Esfuerzos totales</i>	<i>Presión de poro</i>	<i>Esfuerzos efectivos</i>
$\sigma_1 = \sigma_c + \Delta\sigma_a)_f$ $\sigma_1 = 1.6 + 3.125 = \underline{4.725 \text{ kg/cm}^2}$ $\sigma_3 = \sigma_c$ $\sigma_3 = \underline{1.6 \text{ kg/cm}^2}$	$U = u_1 + u_2$ $U = u + \Delta u$ $U = 1.2 + (-0.677)$ $U = \underline{0.523 \text{ kg/cm}^2}$	$\sigma'_1 = \sigma_1 - U$ $\sigma'_1 = 4.725 - 0.523 = \underline{4.202 \text{ kg/cm}^2}$ $\sigma'_3 = \sigma_c - U$ $\sigma'_3 = \underline{1.077 \text{ kg/cm}^2}$

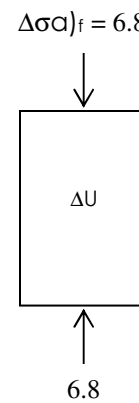
Prueba UU

MUESTRA -1b

Primera etapa



Segunda etapa

*Esfuerzos totales*

$\sigma_1 = \sigma_c + \Delta\sigma_a)_f$ $\sigma_1 = 0.8 + 6.8 = \underline{7.6 \text{ kg/cm}^2}$ $\sigma_3 = \sigma_c$ $\sigma_3 = \underline{0.8 \text{ kg/cm}^2}$
--



5. Resultados

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos para cada una de las pruebas realizadas en los ensayos CD, CU y UU, con su respectivo esfuerzo confinante para cada probeta ensayada.

En las tablas 5.1 muestran los resultados del ensayo CD para las cuatro muestras ensayadas, obteniéndose las curvas esfuerzo desviador y deformación volumétrica vs deformación unitaria así como la obtención de sus envolventes de Mohr-Coulomb en esfuerzos efectivos.

En las tablas 5.2 muestran los resultados del ensayo CU para las cinco muestras ensayadas, con sus respectivas curvas esfuerzo desviador y presión de poro vs deformación unitaria y los círculos de Mohr-Coulomb presentadas en esfuerzos totales y efectivos correspondientes.

En las tablas 5.3 se presentan los resultados del ensayo UU para la muestra M-1 ensayada, obteniéndose las curvas esfuerzo-deformación y los círculos de Mohr – Coulomb en esfuerzos totales.



TABLAS 5.1 RESULTADOS PARA LA PRUEBA CD

PROYECTO : TESIS DE LICENCIATURA								
LOCALIZACIÓN : FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.								
SONDEO : B - 1								
MUESTRA : M - 1a								
PROFUNDIDAD : N/D								
PRUEBA TRIAXIAL : CD								
$\sigma_c = 0.40 \text{ kg/cm}^2$			$U = 0.00 \text{ kg/cm}^2$			$\sigma_c' = 0.40 \text{ kg/cm}^2$		
DATOS GENERALES:								
$D_s = 3.631 \text{ cm}$			$D_o = 3.610 \text{ cm}$			$\text{Vol)cons} = 0.008 \text{ cm}^3$		
$D_m = 3.600 \text{ cm}$			$H_o = 9.780 \text{ cm}$			$\Delta H)cons = 0.005 \text{ mm}$		
$D_i = 3.630 \text{ cm}$			$A_o = 10.2363 \text{ cm}^2$			$H_c = 9.780 \text{ cm}$		
$H_1 = 9.775 \text{ cm}$			$\gamma_m = 1.7995 \text{ t/m}^3$			$A_c = 10.2360 \text{ cm}^2$		
$H_2 = 9.849 \text{ cm}$			$\omega)_i = 40.50 \%$					
$H_3 = 9.716 \text{ cm}$			$k_b = 0.33355 \text{ cm}^2$					
$W_o = 180.16 \text{ gr}$			$\Delta Bureta = 0.025 \text{ cm}$			$\omega)_f = 40.49 \%$		
ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	BURETA cm	ΔVol cm ³	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	25.978	0.000	184.425	0.000	0.000	10.2360	0.000
2.00	2.00	25.938	0.040	184.450	0.008	0.041	10.2393	0.195
0.00	2.00	25.907	0.071	184.575	0.050	0.073	10.2383	0.195
2.00	4.00	25.871	0.107	184.625	0.067	0.109	10.2404	0.391
0.00	4.00	25.816	0.162	184.700	0.092	0.166	10.2436	0.390
2.00	6.00	25.800	0.178	184.750	0.108	0.182	10.2436	0.586
0.00	6.00	25.734	0.244	184.825	0.133	0.250	10.2479	0.585
2.00	8.00	25.669	0.309	184.850	0.142	0.316	10.2539	0.780
0.00	8.00	25.604	0.374	184.875	0.150	0.382	10.2599	0.780
2.00	10.00	25.572	0.406	184.925	0.167	0.415	10.2616	0.975
0.00	10.00	25.384	0.594	184.900	0.158	0.607	10.2823	0.973
2.00	12.00	25.347	0.631	184.825	0.133	0.645	10.2887	1.166
0.00	12.00	24.994	0.984	184.600	0.058	1.006	10.3340	1.161
1.00	13.00	24.978	1.000	184.525	0.033	1.023	10.3383	1.257
0.00	13.00	24.737	1.241	184.475	0.017	1.269	10.3658	1.254
1.00	14.00	24.691	1.287	184.400	-0.008	1.316	10.3734	1.350
0.00	14.00	24.217	1.761	183.950	-0.158	1.801	10.4402	1.341
1.00	15.00	24.147	1.831	183.875	-0.183	1.872	10.4504	1.435
0.00	15.00	23.241	2.737	183.183	-0.414	2.799	10.5743	1.419
1.00	16.00	23.110	2.868	183.083	-0.448	2.933	10.5924	1.511
0.00	16.00	20.605	5.373	180.400	-1.343	5.494	10.9763	1.458
0.50	16.50	20.512	5.466	180.300	-1.376	5.589	10.9910	1.501
0.00	16.50	18.136	7.842	177.000	-2.477	8.019	11.4037	1.447
0.50	17.00	17.711	8.267	176.900	-2.510	8.453	11.4615	1.483
0.00	17.00	7.943	18.035	173.400	-3.677	18.442	13.0116	1.307



SONDEO : B - 2
MUESTRA : M - 1b
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CD
$\sigma_c = 0.80$ kg/cm ² U = 0.00 kg/cm ² $\sigma_c' = 0.80$ kg/cm ²

DATOS GENERALES:

$D_s = 3.611$ cm	$D_o = 3.598$ cm	.Vol)cons = 0.034 cm ³
$D_m = 3.593$ cm	$H_o = 9.451$ cm	$\Delta H)cons = 0.002$ mm
$D_i = 3.604$ cm	$A_o = 10.1665$ cm ²	
$H_1 = 9.489$ cm	$\gamma_m = 1.84158$ t/m ³	$H_c = 9.451$ cm
$H_2 = 9.428$ cm	$\omega_j = 36.61$ %	$A_c = 10.1632$ cm ²
$H_3 = 9.436$ cm	$k_b = 0.33550$ cm ²	
$W_o = 176.95$ gr	$\Delta Bureta = 0.100$ cm	$\omega_f = 36.57$ %

ΔP kg	P _{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	BURETA cm	ΔVol cm ³	ϵ %	A _{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	24.742	0.000	184.875	0.000	0.000	10.1632	0.000
4.00	4.00	24.659	0.083	185.125	0.084	0.088	10.1632	0.394
0.00	4.00	24.634	0.108	185.275	0.134	0.114	10.1606	0.394
4.00	8.00	24.544	0.198	185.325	0.151	0.210	10.1685	0.787
0.00	8.00	24.493	0.249	185.600	0.243	0.263	10.1642	0.787
4.00	12.00	24.384	0.358	185.650	0.260	0.379	10.1742	1.179
0.00	12.00	24.307	0.435	185.900	0.344	0.460	10.1736	1.180
4.00	16.00	24.153	0.589	185.975	0.369	0.623	10.1876	1.571
0.00	16.00	24.020	0.722	186.175	0.436	0.764	10.1949	1.569
4.00	20.00	23.815	0.927	186.250	0.461	0.981	10.2146	1.958
0.00	20.00	23.572	1.170	186.325	0.486	1.238	10.2385	1.953
4.00	24.00	23.243	1.499	186.375	0.503	1.586	10.2729	2.336
0.00	24.00	22.801	1.941	185.100	0.075	2.054	10.3681	2.315
4.00	28.00	22.166	2.576	185.050	0.059	2.726	10.4416	2.682
0.00	28.00	21.330	3.412	185.025	0.050	3.610	10.5383	2.657
3.00	31.00	20.817	3.925	184.950	0.025	4.153	10.6008	2.924
0.00	31.00	19.033	5.709	182.825	-0.688	6.041	10.8940	2.846
2.00	33.00	18.735	6.007	182.725	-0.721	6.356	10.9345	3.018
0.00	33.00	17.074	7.668	179.700	-1.736	8.114	11.2605	2.931
0.00	33.00	16.010	8.732	179.200	-1.904	9.239	11.4198	2.890
0.00	33.00	14.784	9.958	175.000	-3.313	10.537	11.7520	2.808



SONDEO : B - 3
MUESTRA : M - 1c
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CD
$\sigma_c = 1.20$ kg/cm ² U = 0.00 kg/cm ² $\sigma_c' = 1.20$ kg/cm ²

DATOS GENERALES:

D _s = 3.635 cm	D _o = 3.633 cm	.Vol)cons = 0.033 cm ³
D _m = 3.631 cm	H _o = 9.422 cm	ΔH)cons = 0.005 mm
D _i = 3.639 cm	A _o = 10.3662 cm ²	
H ₁ = 9.420 cm	γ _m = 1.82963 t/m ³	H _c = 9.422 cm
H ₂ = 9.389 cm	ω _i = 37.67 %	A _c = 10.3632 cm ²
H ₃ = 9.457 cm	k _b = 0.33355 cm ²	
W _o = 178.70 gr	ΔBureta = 0.100 cm	ω _f = 37.64 %

ΔP kg	P _{total} kg	MICRO mm	δ _{total} mm	BURETA cm	ΔVol cm ³	ε %	A _{cor} cm ²	σ _{des} kg/cm ²
0.00	0.00	25.183	0.000	185.000	0.000	0.000	10.3632	0.000
4.00	4.00	25.137	0.046	185.025	0.008	0.049	10.3674	0.386
0.00	4.00	25.090	0.093	185.125	0.042	0.099	10.3690	0.386
4.00	8.00	25.037	0.146	185.150	0.050	0.155	10.3740	0.771
0.00	8.00	24.983	0.200	185.375	0.125	0.212	10.3720	0.771
4.00	12.00	24.918	0.265	185.400	0.133	0.281	10.3783	1.156
0.00	12.00	24.850	0.333	185.575	0.192	0.353	10.3796	1.156
4.00	16.00	24.679	0.504	185.625	0.208	0.535	10.3967	1.539
0.00	16.00	24.539	0.644	185.925	0.309	0.684	10.4016	1.538
4.00	20.00	24.463	0.720	185.975	0.325	0.764	10.4083	1.922
0.00	20.00	24.330	0.853	186.125	0.375	0.905	10.4177	1.920
4.00	24.00	24.260	0.923	186.175	0.392	0.980	10.4238	2.302
0.00	24.00	24.078	1.105	186.275	0.425	1.173	10.4405	2.299
4.00	28.00	24.002	1.181	186.325	0.442	1.254	10.4473	2.680
0.00	28.00	23.737	1.446	186.300	0.434	1.535	10.4780	2.672
3.00	31.00	23.662	1.521	186.350	0.450	1.614	10.4847	2.957
0.00	31.00	23.273	1.910	186.275	0.425	2.027	10.5316	2.944
3.00	34.00	23.226	1.957	186.225	0.409	2.077	10.5388	3.226
0.00	34.00	22.754	2.429	186.025	0.342	2.578	10.6002	3.207
3.00	37.00	22.678	2.505	185.975	0.325	2.659	10.6108	3.487
0.00	37.00	21.962	3.221	185.600	0.200	3.419	10.7081	3.455
2.00	39.00	21.888	3.295	185.550	0.183	3.497	10.7186	3.639
0.00	39.00	20.731	4.452	184.675	-0.108	4.725	10.8893	3.581
2.00	41.00	20.667	4.516	185.025	0.008	4.793	10.8841	3.767
0.00	41.00	19.070	6.113	183.300	-0.567	6.488	11.1467	3.678
2.00	43.00	18.948	6.235	183.200	-0.600	6.618	11.1659	3.851
0.00	43.00	15.261	9.922	180.500	-1.501	10.531	11.7611	3.656
1.00	44.00	15.165	10.018	180.300	-1.568	10.633	11.7825	3.734



MUESTRA 1 ENSAYE CD

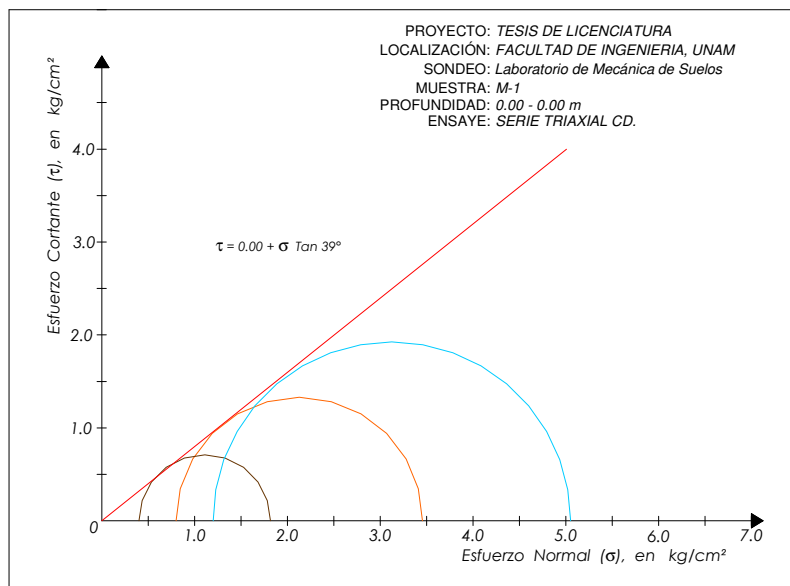
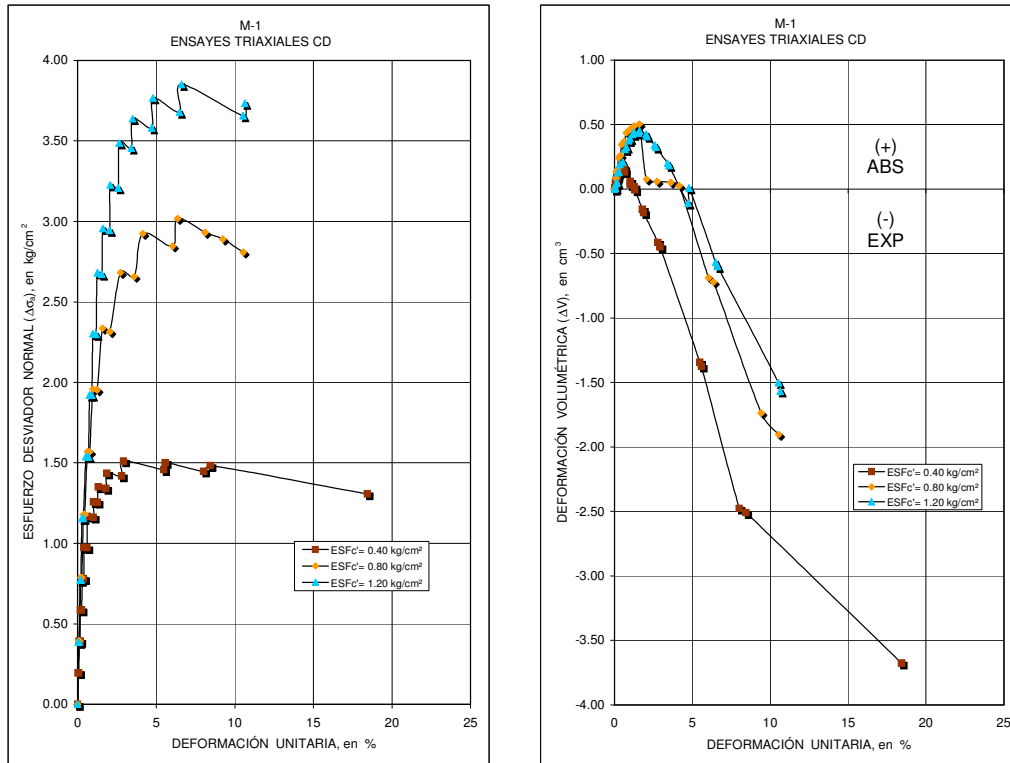


Figura 5.1a. Resumen gráfico de los datos obtenidos para la muestra M-1



PROYECTO : TESIS DE LICENCIATURA
LOCALIZACIÓN : FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

SONDEO : B - 1
MUESTRA : M - 2a
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CD
 $\sigma_c = 0.40$ kg/cm² U = 0.00 kg/cm² $\sigma_c' = 0.40$ kg/cm²

DATOS GENERALES:

$D_s = 3.670$ cm	$D_o = 3.604$ cm	Vol)cons = 1.076 cm ³
$D_m = 3.609$ cm	$H_o = 9.387$ cm	ΔH)cons = 0.097 mm
$D_i = 3.520$ cm	$A_o = 10.2033$ cm ²	
$H_1 = 9.412$ cm	$\gamma_m = 1.94630$ t/m ³	$H_c = 9.378$ cm
$H_2 = 9.350$ cm	$\omega_i = 27.47$ %	$A_c = 10.0991$ cm ²
$H_3 = 9.400$ cm	$k_b = 0.33355$ cm ²	
$W_o = 186.42$ gr	$\Delta Bureta = 3.225$ cm	$\omega_f = 26.39$ %

ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	BURETA cm	ΔVol cm ³	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	27.131	0.000	186.425	0.000	0.000	10.0991	0.000
2.00	2.00	27.115	0.016	186.450	0.008	0.017	10.1000	0.198
0.00	2.00	27.095	0.036	186.900	0.158	0.038	10.0861	0.198
2.00	4.00	27.066	0.065	186.925	0.167	0.069	10.0883	0.396
0.00	4.00	27.052	0.079	187.300	0.292	0.084	10.0765	0.397
2.00	6.00	27.029	0.102	187.350	0.309	0.109	10.0772	0.595
0.00	6.00	27.009	0.122	187.625	0.400	0.130	10.0695	0.596
2.00	8.00	26.981	0.150	187.725	0.434	0.160	10.0690	0.795
0.00	8.00	26.954	0.177	188.000	0.525	0.189	10.0621	0.795
2.00	10.00	26.925	0.206	188.100	0.559	0.220	10.0616	0.994
0.00	10.00	26.883	0.248	188.200	0.592	0.264	10.0626	0.994
2.00	12.00	26.853	0.278	188.275	0.617	0.296	10.0632	1.192
0.00	12.00	26.779	0.352	188.400	0.659	0.375	10.0667	1.192
2.00	14.00	26.754	0.377	188.450	0.675	0.402	10.0676	1.391
0.00	14.00	26.619	0.512	188.420	0.665	0.546	10.0832	1.388
2.00	16.00	26.588	0.543	188.395	0.657	0.579	10.0875	1.586
0.00	16.00	26.307	0.824	187.850	0.475	0.879	10.1375	1.578
2.00	18.00	26.293	0.838	187.825	0.467	0.894	10.1399	1.775
0.00	18.00	26.578	0.553	186.100	-0.108	0.590	10.1707	1.770
1.00	19.00	26.570	0.561	186.050	-0.125	0.598	10.1733	1.868
0.00	19.00	24.941	2.190	184.350	-0.692	2.335	10.4162	1.824
1.00	20.00	24.915	2.216	184.200	-0.742	2.363	10.4246	1.919
0.00	20.00	22.542	4.589	178.000	-2.810	4.894	10.9338	1.829
1.00	21.00	22.045	5.086	176.000	-3.477	5.424	11.0703	1.897



SONDEO : B - 2
MUESTRA : M - 2b
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CD	$\sigma_c =$ 0.80 kg/cm ²	U = 0.00 kg/cm ²	$\sigma_c' =$ 0.80 kg/cm ²
-----------------------------	--------------------------------------	-----------------------------	---------------------------------------

DATOS GENERALES:

$D_s =$ 3.615 cm	$D_o =$ 3.609 cm	Vol)cons = 0.268 cm ³
$D_m =$ 3.610 cm	$H_o =$ 9.902 cm	ΔH)cons = 0.100 mm
$D_i =$ 3.600 cm	$A_o =$ 10.2307 cm ²	
$H_1 =$ 9.824 cm	$\gamma_m =$ 1.90825 t/m ³	$H_c =$ 9.892 cm
$H_2 =$ 10.000 cm	$\omega)_i =$ 30.22 %	$A_c =$ 10.2139 cm ²
$H_3 =$ 9.882 cm	$k_b =$ 0.33550 cm ²	
$W_o =$ 193.31 gr	$\Delta Bureta =$ 0.800 cm	$\omega)_f =$ 29.95 %

ΔP kg	P _{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	BURETA cm	ΔVol cm ³	ϵ %	A _{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	25.264	0.000	188.075	0.000	0.000	10.2139	0.000
4.00	4.00	25.211	0.053	188.100	0.008	0.054	10.2185	0.391
0.00	4.00	25.195	0.069	188.225	0.050	0.070	10.2159	0.392
4.00	8.00	25.156	0.108	188.250	0.059	0.109	10.2191	0.783
0.00	8.00	25.105	0.159	188.375	0.101	0.161	10.2201	0.783
4.00	12.00	25.057	0.207	188.425	0.117	0.209	10.2234	1.174
0.00	12.00	25.008	0.256	188.500	0.143	0.259	10.2259	1.173
4.00	16.00	24.952	0.312	188.550	0.159	0.315	10.2300	1.564
0.00	16.00	24.896	0.368	188.625	0.185	0.372	10.2333	1.564
4.00	20.00	24.835	0.429	188.650	0.193	0.434	10.2388	1.953
0.00	20.00	24.723	0.541	188.525	0.151	0.547	10.2547	1.950
4.00	24.00	24.651	0.613	188.475	0.134	0.620	10.2639	2.338
0.00	24.00	24.393	0.871	188.200	0.042	0.881	10.3003	2.330
3.00	27.00	24.315	0.949	188.150	0.025	0.959	10.3102	2.619
0.00	27.00	23.665	1.599	187.300	-0.260	1.616	10.4084	2.594
3.00	30.00	22.586	2.678	187.100	-0.327	2.707	10.5321	2.848
0.00	30.00	21.918	3.346	183.900	-1.401	3.383	10.7180	2.799
2.00	32.00	21.882	3.382	183.600	-1.501	3.419	10.7326	2.982
0.00	32.00	16.828	8.436	183.000	-1.703	8.528	11.3543	2.818



SONDEO : B - 3
MUESTRA : M - 2c
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CD	$\sigma_c = 1.20$ kg/cm ²	U = 0.00 kg/cm ²	$\sigma_c' = 1.20$ kg/cm ²
-----------------------------	--------------------------------------	-----------------------------	---------------------------------------

DATOS GENERALES:

$D_s = 3.636$ cm	$D_o = 3.627$ cm	$\text{Vol)cons} = 0.467$ cm ³
$D_m = 3.616$ cm	$H_o = 9.716$ cm	$\Delta H)cons = 0.081$ mm
$D_i = 3.661$ cm	$A_o = 10.3311$ cm ²	
$H_1 = 9.702$ cm	$\gamma_m = 1.91021$ t/m ³	$H_c = 9.708$ cm
$H_2 = 9.690$ cm	$\omega)_i = 30.06$ %	$A_c = 10.2916$ cm ²
$H_3 = 9.757$ cm	$k_b = 0.33355$ cm ²	
$W_o = 191.75$ gr	$\Delta Bureta = 1.400$ cm	$\omega)_f = 29.59$ %

ΔP kg	P _{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	BURETA cm	ΔVol cm ³	ϵ %	A _{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	25.165	0.000	184.200	0.000	0.000	10.2916	0.000
4.00	4.00	25.138	0.027	184.225	0.008	0.028	10.2936	0.389
0.00	4.00	25.125	0.040	184.300	0.033	0.041	10.2924	0.389
4.00	8.00	25.109	0.056	184.325	0.042	0.058	10.2932	0.777
0.00	8.00	25.043	0.122	184.425	0.075	0.126	10.2968	0.777
4.00	12.00	25.043	0.122	184.450	0.083	0.126	10.2959	1.166
0.00	12.00	24.982	0.183	184.525	0.108	0.188	10.2998	1.165
4.00	16.00	24.959	0.206	184.550	0.117	0.212	10.3014	1.553
0.00	16.00	24.928	0.237	184.625	0.142	0.244	10.3021	1.553
4.00	20.00	24.903	0.262	184.650	0.150	0.270	10.3039	1.941
0.00	20.00	24.865	0.300	184.675	0.158	0.309	10.3071	1.940
4.00	24.00	24.835	0.330	184.700	0.167	0.340	10.3094	2.328
0.00	24.00	24.789	0.376	184.700	0.167	0.387	10.3144	2.327
4.00	28.00	24.763	0.402	184.700	0.167	0.414	10.3171	2.714
0.00	28.00	24.697	0.468	184.700	0.167	0.482	10.3242	2.712
4.00	32.00	24.682	0.483	184.725	0.175	0.498	10.3249	3.099
0.00	32.00	24.549	0.616	184.600	0.133	0.635	10.3435	3.094
4.00	36.00	24.528	0.637	184.550	0.117	0.656	10.3475	3.479
0.00	36.00	24.261	0.904	184.225	0.008	0.931	10.3874	3.466
4.00	40.00	24.246	0.919	184.175	-0.008	0.947	10.3908	3.850
0.00	40.00	23.566	1.599	183.200	-0.334	1.647	10.4989	3.810
3.00	43.00	23.557	1.608	183.125	-0.359	1.656	10.5025	4.094
0.00	43.00	22.186	2.979	180.850	-1.117	3.069	10.7361	4.005
3.00	46.00	20.878	4.287	180.650	-1.184	4.416	10.8946	4.222



MUESTRA 2 ENSAYE CD

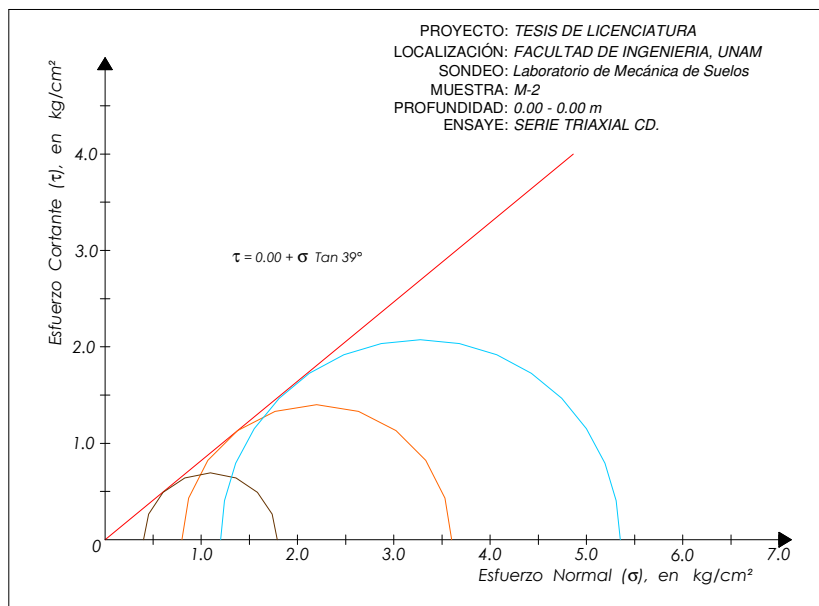
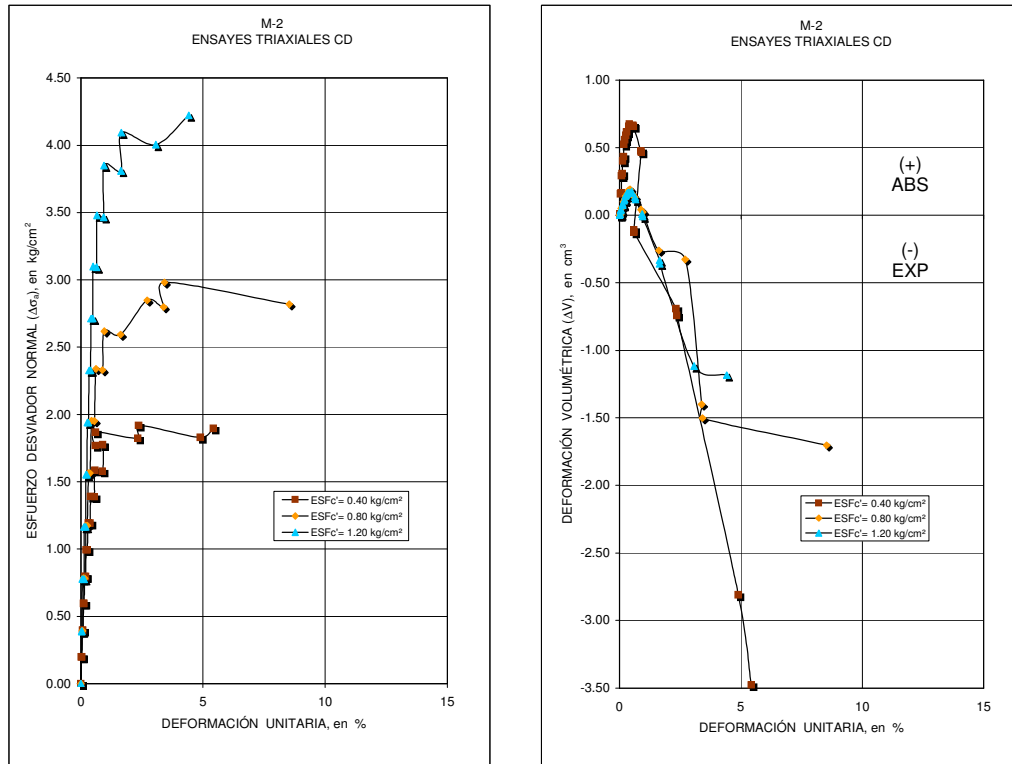


Figura 5.1b. Resumen gráfico de los datos obtenidos para la muestra M-2



PROYECTO : TESIS DE LICENCIATURA
LOCALIZACIÓN : FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

SONDEO : B - 1
MUESTRA : M - 3a
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CD

$\sigma_c = 0.40$ kg/cm² U = 0.00 kg/cm² $\sigma_c' = 0.40$ kg/cm²

DATOS GENERALES:

$D_s = 3.599$ cm	$D_o = 3.601$ cm	Vol)cons = 0.008 cm ³
$D_m = 3.601$ cm	$H_o = 9.496$ cm	ΔH)cons = 0.001 mm
$D_i = 3.601$ cm	$A_o = 10.1825$ cm ²	
$H_1 = 9.502$ cm	$\gamma_m = 1.90977$ t/m ³	$H_c = 9.496$ cm
$H_2 = 9.502$ cm	$\omega_i = 30.45$ %	$A_c = 10.1818$ cm ²
$H_3 = 9.485$ cm	$k_b = 0.33355$ cm ²	
$W_o = 184.67$ gr	$\Delta Bureta = 0.025$ cm	$\omega_f = 30.44$ %

ΔP kg	P _{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	BURETA cm	ΔVol cm ³	ϵ %	A _{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	26.261	0.000	184.000	0.000	0.000	10.1818	0.000
2.00	2.00	26.229	0.032	184.025	0.008	0.034	10.1843	0.196
0.00	2.00	26.179	0.082	184.100	0.033	0.086	10.1870	0.196
2.00	4.00	26.141	0.120	184.125	0.042	0.126	10.1902	0.393
0.00	4.00	26.124	0.137	184.200	0.067	0.144	10.1894	0.393
2.00	6.00	26.090	0.171	184.225	0.075	0.180	10.1922	0.589
0.00	6.00	26.067	0.194	184.275	0.092	0.204	10.1929	0.589
2.00	8.00	26.035	0.226	184.300	0.100	0.238	10.1955	0.785
0.00	8.00	25.991	0.270	184.300	0.100	0.284	10.2002	0.784
2.00	10.00	25.942	0.319	184.300	0.100	0.336	10.2055	0.980
0.00	10.00	25.881	0.380	184.300	0.100	0.400	10.2121	0.979
2.00	12.00	25.814	0.447	184.275	0.092	0.471	10.2202	1.174
0.00	12.00	25.677	0.584	184.125	0.042	0.615	10.2403	1.172
1.00	13.00	25.539	0.722	184.075	0.025	0.760	10.2571	1.267
0.00	13.00	24.945	1.316	183.125	-0.292	1.386	10.3560	1.255
1.00	14.00	24.896	1.365	183.025	-0.325	1.437	10.3650	1.351
0.00	14.00	23.937	2.324	181.575	-0.809	2.447	10.5245	1.330
0.50	14.50	23.844	2.417	181.325	-0.892	2.545	10.5441	1.375
0.00	14.50	20.353	5.908	172.100	-3.969	6.221	11.3029	1.283
0.50	15.00	20.324	5.937	171.700	-4.103	6.252	11.3216	1.325
0.00	15.00	17.059	9.202	163.900	-6.704	9.690	12.0560	1.244
0.50	15.50	17.034	9.227	163.400	-6.871	9.716	12.0790	1.283



SONDEO :	B - 2
MUESTRA :	M - 3b
PROFUNDIDAD :	N/D

PRUEBA TRIAXIAL :	CD				
$\sigma_c =$	0.80 kg/cm²	U =	0.00 kg/cm²	$\sigma_c' =$	0.80 kg/cm²

DATOS GENERALES:

$D_s =$	3.621 cm	$D_o =$	3.615 cm	$\text{Vol)cons} =$	0.344 cm ³
$D_m =$	3.612 cm	$H_o =$	9.515 cm	$\Delta H)cons =$	0.044 mm
$D_i =$	3.622 cm	$A_o =$	10.2647 cm ²		
$H_1 =$	9.567 cm	$\gamma_m =$	1.89718 t/m ³	$H_c =$	9.510 cm
$H_2 =$	9.567 cm	$\omega)_i =$	31.42 %	$A_c =$	10.2333 cm ²
$H_3 =$	9.410 cm	$k_b =$	0.33550 cm ²		
$W_o =$	185.29 gr	$\Delta Bureta =$	1.025 cm	$\omega)_f =$	31.08 %

ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	BURETA cm	ΔVol cm ³	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	24.158	0.000	145.100	0.000	0.000	10.2333	0.000
2.00	2.00	24.129	0.029	145.125	0.008	0.030	10.2355	0.195
0.00	2.00	24.118	0.040	145.150	0.017	0.042	10.2358	0.195
2.00	4.00	24.091	0.067	145.175	0.025	0.070	10.2379	0.391
0.00	4.00	24.079	0.079	145.200	0.034	0.083	10.2383	0.391
2.00	6.00	24.059	0.099	145.225	0.042	0.104	10.2395	0.586
0.00	6.00	24.038	0.120	145.275	0.059	0.126	10.2400	0.586
2.00	8.00	24.018	0.140	145.300	0.067	0.147	10.2413	0.781
0.00	8.00	23.999	0.159	145.325	0.075	0.167	10.2425	0.781
2.00	10.00	23.965	0.193	145.350	0.084	0.203	10.2453	0.976
0.00	10.00	23.953	0.205	145.400	0.101	0.216	10.2448	0.976
2.00	12.00	23.927	0.231	145.425	0.109	0.243	10.2467	1.171
0.00	12.00	23.915	0.243	145.475	0.126	0.256	10.2462	1.171
2.00	14.00	23.893	0.265	145.500	0.134	0.279	10.2477	1.366
0.00	14.00	23.868	0.290	145.500	0.134	0.305	10.2504	1.366
2.00	16.00	23.842	0.316	145.510	0.138	0.332	10.2529	1.561
0.00	16.00	23.812	0.346	145.510	0.138	0.364	10.2561	1.560
2.00	18.00	23.789	0.369	145.515	0.139	0.388	10.2585	1.755
0.00	18.00	23.759	0.399	145.515	0.139	0.420	10.2617	1.754
2.00	20.00	23.735	0.423	145.490	0.131	0.445	10.2652	1.948
0.00	20.00	23.689	0.469	145.500	0.134	0.493	10.2698	1.947
2.00	22.00	23.659	0.499	145.475	0.126	0.525	10.2740	2.141
0.00	22.00	23.600	0.558	145.475	0.126	0.587	10.2804	2.140
2.00	24.00	23.575	0.583	145.450	0.117	0.613	10.2840	2.334
0.00	24.00	23.469	0.689	145.350	0.084	0.724	10.2991	2.330
2.00	26.00	23.427	0.731	145.325	0.075	0.769	10.3046	2.523
0.00	26.00	23.272	0.886	145.075	-0.008	0.932	10.3304	2.517
2.00	28.00	23.214	0.944	145.025	-0.025	0.993	10.3386	2.708
0.00	28.00	22.916	1.242	144.500	-0.201	1.306	10.3902	2.695
1.00	29.00	22.872	1.286	144.425	-0.226	1.352	10.3977	2.789
0.00	29.00	22.375	1.783	143.510	-0.533	1.875	10.4860	2.766
1.00	30.00	22.367	1.791	143.435	-0.559	1.883	10.4896	2.860
0.00	30.00	21.551	2.607	142.900	-0.738	2.741	10.6015	2.830
1.00	31.00	21.466	2.692	142.800	-0.772	2.831	10.6149	2.920
0.00	31.00	20.931	3.227	140.900	-1.409	3.393	10.7461	2.885
1.00	32.00	20.902	3.256	140.700	-1.476	3.424	10.7568	2.975



SONDEO : B - 3
MUESTRA : M - 3c
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CD

$\sigma_c = 1.20 \text{ kg/cm}^2$ $U = 0.00 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_c' = 1.20 \text{ kg/cm}^2$

DATOS GENERALES:

$D_s = 3.645 \text{ cm}$	$D_o = 3.645 \text{ cm}$	$\text{Vol)cons} = 0.584 \text{ cm}^3$
$D_m = 3.645 \text{ cm}$	$H_o = 9.591 \text{ cm}$	$\Delta H)cons = 0.178 \text{ mm}$
$D_i = 3.643 \text{ cm}$	$A_o = 10.4329 \text{ cm}^2$	
$H_1 = 9.591 \text{ cm}$	$\gamma_m = 1.89094 \text{ t/m}^3$	$H_c = 9.573 \text{ cm}$
$H_2 = 9.589 \text{ cm}$	$\omega_{j1} = 31.90 \%$	$A_c = 10.3913 \text{ cm}^2$
$H_3 = 9.593 \text{ cm}$	$k_b = 0.33355 \text{ cm}^2$	
$W_o = 189.21 \text{ gr}$	$\Delta Bureta = 1.750 \text{ cm}$	$\omega_f = 31.32 \%$

ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	BURETA cm	ΔVol cm^3	ϵ %	A_{cor} cm^2	σ_{des} kg/cm^2
0.00	0.00	25.833	0.000	187.250	0.000	0.000	10.3913	0.000
2.00	2.00	25.797	0.036	187.275	0.008	0.038	10.3944	0.192
0.00	2.00	25.775	0.058	187.375	0.042	0.061	10.3933	0.192
2.00	4.00	25.730	0.103	187.400	0.050	0.108	10.3973	0.385
0.00	4.00	25.687	0.146	187.450	0.067	0.153	10.4002	0.385
2.00	6.00	25.654	0.179	187.475	0.075	0.187	10.4029	0.577
0.00	6.00	25.628	0.205	187.575	0.108	0.214	10.4023	0.577
2.00	8.00	25.598	0.235	187.600	0.117	0.245	10.4047	0.769
0.00	8.00	25.571	0.262	187.650	0.133	0.274	10.4059	0.769
2.00	10.00	25.554	0.279	187.675	0.142	0.291	10.4069	0.961
0.00	10.00	25.517	0.316	187.700	0.150	0.330	10.4100	0.961
2.00	12.00	25.487	0.346	187.725	0.158	0.361	10.4124	1.152
0.00	12.00	25.459	0.374	187.780	0.177	0.391	10.4136	1.152
2.00	14.00	25.433	0.400	187.790	0.180	0.418	10.4160	1.344
0.00	14.00	25.399	0.434	187.800	0.183	0.453	10.4194	1.344
2.00	16.00	25.378	0.455	187.825	0.192	0.475	10.4208	1.535
0.00	16.00	25.342	0.491	187.900	0.217	0.513	10.4221	1.535
2.00	18.00	25.314	0.519	187.925	0.225	0.542	10.4243	1.727
0.00	18.00	25.281	0.552	187.950	0.233	0.577	10.4271	1.726
2.00	20.00	25.262	0.571	187.975	0.242	0.596	10.4283	1.918
0.00	20.00	25.218	0.615	187.950	0.233	0.642	10.4340	1.917
2.00	22.00	25.189	0.644	187.950	0.233	0.673	10.4372	2.108
0.00	22.00	25.151	0.682	187.950	0.233	0.712	10.4413	2.107
2.00	24.00	25.112	0.721	187.925	0.225	0.753	10.4465	2.297
0.00	24.00	24.998	0.835	187.900	0.217	0.872	10.4599	2.294
2.00	26.00	24.960	0.873	187.875	0.208	0.912	10.4650	2.484
0.00	26.00	24.895	0.938	187.850	0.200	0.980	10.4730	2.483
2.00	28.00	24.881	0.952	187.825	0.192	0.994	10.4755	2.673
0.00	28.00	24.813	1.020	187.800	0.183	1.065	10.4839	2.671
2.00	30.00	24.794	1.039	187.775	0.175	1.085	10.4869	2.861
0.00	30.00	24.679	1.154	187.700	0.150	1.205	10.5023	2.857
2.00	32.00	24.661	1.172	187.675	0.142	1.224	10.5051	3.046
0.00	32.00	24.507	1.326	187.500	0.083	1.385	10.5285	3.039
2.00	34.00	24.480	1.353	187.450	0.067	1.413	10.5332	3.228
0.00	34.00	24.198	1.635	187.100	-0.050	1.708	10.5772	3.214
2.00	36.00	24.175	1.658	186.900	-0.117	1.732	10.5869	3.400
0.00	36.00	23.699	2.134	186.400	-0.284	2.229	10.6585	3.378
1.00	37.00	23.686	2.147	186.200	-0.350	2.243	10.6672	3.469
0.00	37.00	23.387	2.446	185.900	-0.450	2.555	10.7121	3.454
1.00	38.00	23.374	2.459	185.600	-0.550	2.569	10.7243	3.543
0.00	38.00	22.869	2.964	185.100	-0.717	3.096	10.8007	3.518
1.00	39.00	22.847	2.986	184.600	-0.884	3.119	10.8212	3.604
0.00	39.00	22.058	3.775	183.900	-1.117	3.943	10.9394	3.565
1.00	40.00	22.042	3.791	183.400	-1.284	3.960	10.9595	3.650
0.00	40.00	20.317	5.516	181.550	-1.901	5.762	11.2374	3.560
1.00	41.00	20.302	5.531	180.550	-2.235	5.778	11.2763	3.636



MUESTRA 3 ENSAYE CD

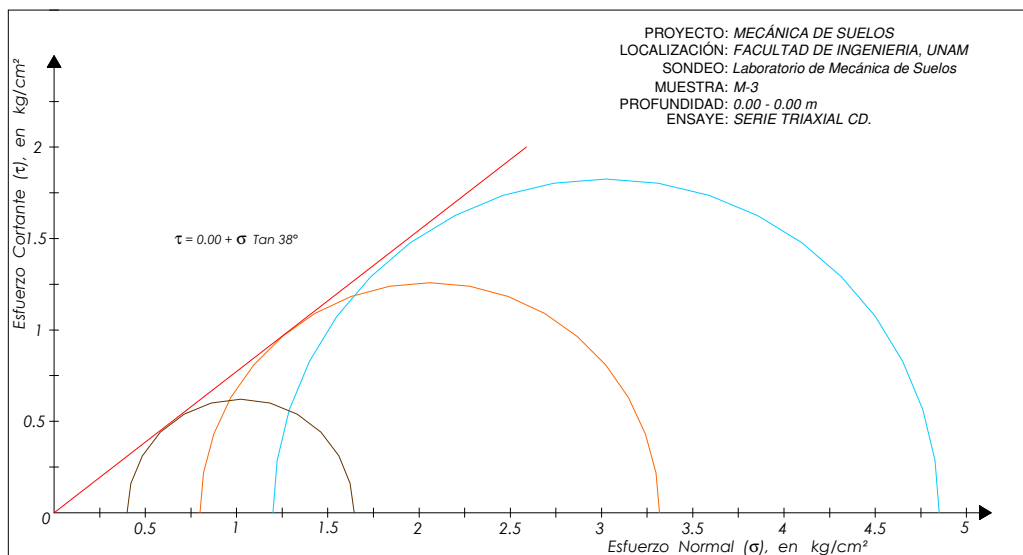
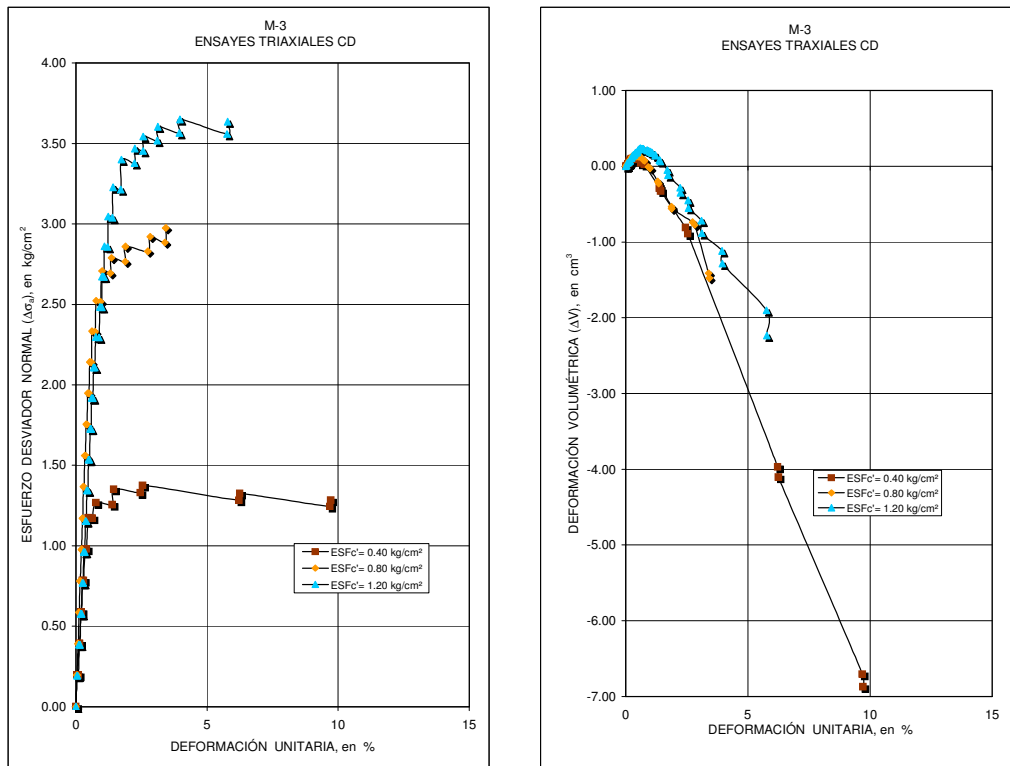


Figura 5.1c. Resumen gráfico de los datos obtenidos para la muestra M-3



PROYECTO : TESIS DE LICENCIATURA
LOCALIZACIÓN : FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

SONDEO : B - 1
MUESTRA : M - 4a
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CD

$\sigma_c = 0.40$ kg/cm² U = 0.00 kg/cm² $\sigma_c' = 0.40$ kg/cm²

DATOS GENERALES:

$D_s = 3.621$ cm	$D_o = 3.634$ cm	Vol)cons = 0.509 cm ³
$D_m = 3.633$ cm	$H_o = 9.354$ cm	ΔH)cons = 0.045 mm
$D_i = 3.648$ cm	$A_o = 10.3691$ cm ²	
$H_1 = 9.331$ cm	$\gamma_m = 2.02324$ t/m ³	$H_c = 9.350$ cm
$H_2 = 9.332$ cm	$\omega_j = 22.78$ %	$A_c = 10.3197$ cm ²
$H_3 = 9.400$ cm	$k_b = 0.33355$ cm ²	
$W_o = 196.25$ gr	$\Delta Bureta = 1.525$ cm	$\omega_f = 22.27$ %

ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	BURETA cm	ΔVol cm ³	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	25.473	0.000	186.325	0.000	0.000	10.3197	0.000
2.00	2.00	25.440	0.033	186.350	0.008	0.035	10.3224	0.194
0.00	2.00	25.408	0.065	186.425	0.033	0.070	10.3233	0.194
2.00	4.00	25.372	0.101	186.450	0.042	0.108	10.3264	0.387
0.00	4.00	25.349	0.124	186.500	0.058	0.133	10.3271	0.387
2.00	6.00	25.306	0.167	186.525	0.067	0.179	10.3310	0.581
0.00	6.00	25.280	0.193	186.575	0.083	0.206	10.3321	0.581
2.00	8.00	25.235	0.238	186.600	0.092	0.255	10.3362	0.774
0.00	8.00	25.197	0.276	186.600	0.092	0.295	10.3404	0.774
2.00	10.00	25.132	0.341	186.625	0.100	0.365	10.3467	0.966
0.00	10.00	25.071	0.402	186.675	0.117	0.430	10.3517	0.966
2.00	12.00	24.927	0.546	186.650	0.108	0.584	10.3686	1.157
0.00	12.00	24.699	0.774	186.175	-0.050	0.828	10.4112	1.153
2.00	14.00	22.621	2.852	186.125	-0.067	3.050	10.6517	1.314



SONDEO : B - 2
MUESTRA : M - 4b
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CD	U = 0.00 kg/cm ²	σ_c' = 0.80 kg/cm ²
-----------------------------	------------------------------------	---

DATOS GENERALES:

D _s = 3.607 cm	D _o = 3.603 cm	Vol)cons = 0.025 cm ³
D _m = 3.605 cm	H _o = 9.508 cm	ΔH)cons = 0.043 mm
D _i = 3.588 cm	A _o = 10.1929 cm ²	
H ₁ = 9.493 cm	γ _m = 2.02733 t/m ³	H _c = 9.504 cm
H ₂ = 9.514 cm	ω _i = 22.53 %	A _c = 10.1949 cm ²
H ₃ = 9.518 cm	k _b = 0.33550 cm ²	
W _o = 196.48 gr	ΔBureta = 0.075 cm	ω _f = 22.51 %

ΔP kg	P _{total} kg	MICRO mm	δ _{total} mm	BURETA cm	ΔVol cm ³	ε %	A _{cor} cm ²	σ _{des} kg/cm ²
0.00	0.00	25.015	0.000	184.700	0.000	0.000	10.1949	0.000
4.00	4.00	25.013	0.002	184.725	0.008	0.002	10.1942	0.392
0.00	4.00	24.945	0.070	184.900	0.067	0.074	10.1953	0.392
4.00	8.00	24.897	0.118	184.925	0.075	0.124	10.1996	0.784
0.00	8.00	24.866	0.149	185.250	0.185	0.157	10.1914	0.785
4.00	12.00	24.811	0.204	185.225	0.176	0.215	10.1982	1.177
0.00	12.00	24.769	0.246	185.125	0.143	0.259	10.2063	1.176
4.00	16.00	24.642	0.373	185.100	0.134	0.392	10.2209	1.565
0.00	16.00	24.552	0.463	185.100	0.134	0.487	10.2306	1.564
4.00	20.00	23.719	1.296	185.050	0.117	1.364	10.3233	1.937
0.00	20.00	23.395	1.620	183.390	-0.440	1.705	10.4187	1.920



SONDEO : B - 3
MUESTRA : M - 4c
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CD
$\sigma_c = 1.20$ kg/cm ² U = 0.00 kg/cm ² $\sigma_c' = 1.20$ kg/cm ²

DATOS GENERALES:

D _s = 3.661 cm	D _o = 3.701 cm	Vol)cons = 1.051 cm ³
D _m = 3.694 cm	H _o = 9.201 cm	ΔH)cons = 0.115 mm
D _i = 3.771 cm	A _o = 10.7599 cm ²	
H ₁ = 9.201 cm	γ _m = 2.01577 t/m ³	H _c = 9.190 cm
H ₂ = 9.201 cm	ω _i = 23.22 %	A _c = 10.6590 cm ²
H ₃ = 9.202 cm	k _p = 0.33355 cm ²	
W _o = 199.57 gr	ΔBureta = 3.150 cm	ω _f = 22.17 %

ΔP kg	P _{total} kg	MICRO mm	δ _{total} mm	BURETA cm	ΔVol cm ³	ε %	A _{cor} cm ²	σ _{des} kg/cm ²
0.00	0.00	25.612	0.000	186.250	0.000	0.000	10.6590	0.000
3.00	3.00	25.562	0.050	186.275	0.008	0.054	10.6639	0.281
0.00	3.00	25.528	0.084	186.400	0.050	0.091	10.6633	0.281
3.00	6.00	25.476	0.136	186.425	0.058	0.148	10.6684	0.562
0.00	6.00	25.438	0.174	186.525	0.092	0.189	10.6692	0.562
3.00	9.00	25.381	0.231	186.550	0.100	0.251	10.6749	0.843
0.00	9.00	25.238	0.374	186.650	0.133	0.407	10.6880	0.842
3.00	12.00	25.207	0.405	186.675	0.142	0.441	10.6907	1.122
0.00	12.00	25.171	0.441	186.725	0.158	0.480	10.6931	1.122
2.00	14.00	25.134	0.478	186.750	0.167	0.520	10.6965	1.309
0.00	14.00	25.095	0.517	186.775	0.175	0.563	10.7001	1.308
2.00	16.00	25.056	0.556	186.800	0.183	0.605	10.7038	1.495
0.00	16.00	25.011	0.601	186.800	0.183	0.654	10.7091	1.494
2.00	18.00	24.969	0.643	186.800	0.183	0.700	10.7140	1.680
0.00	18.00	24.915	0.697	186.800	0.183	0.758	10.7203	1.679
2.00	20.00	24.863	0.749	186.775	0.175	0.815	10.7274	1.864
0.00	20.00	24.797	0.815	186.775	0.175	0.887	10.7351	1.863
2.00	22.00	24.759	0.853	186.775	0.175	0.928	10.7396	2.048
0.00	22.00	24.668	0.944	186.775	0.175	1.027	10.7504	2.046
2.00	24.00	24.551	1.061	186.750	0.167	1.155	10.7651	2.229
0.00	24.00	24.487	1.125	186.650	0.133	1.224	10.7764	2.227
2.00	26.00	24.405	1.207	186.600	0.117	1.313	10.7880	2.410
0.00	26.00	24.206	1.406	186.300	0.017	1.530	10.8228	2.402
2.00	28.00	24.038	1.574	186.275	0.008	1.713	10.8438	2.582
0.00	28.00	23.376	2.236	185.425	-0.275	2.433	10.9555	2.556
2.00	30.00	12.680	12.932	185.325	-0.309	14.072	12.4436	2.411



MUESTRA 4 ENSAYE CD

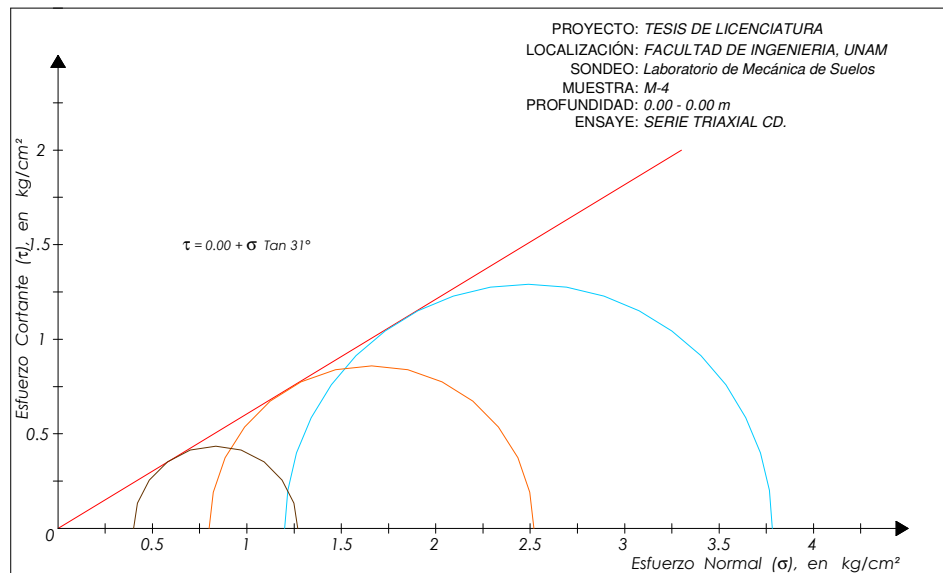
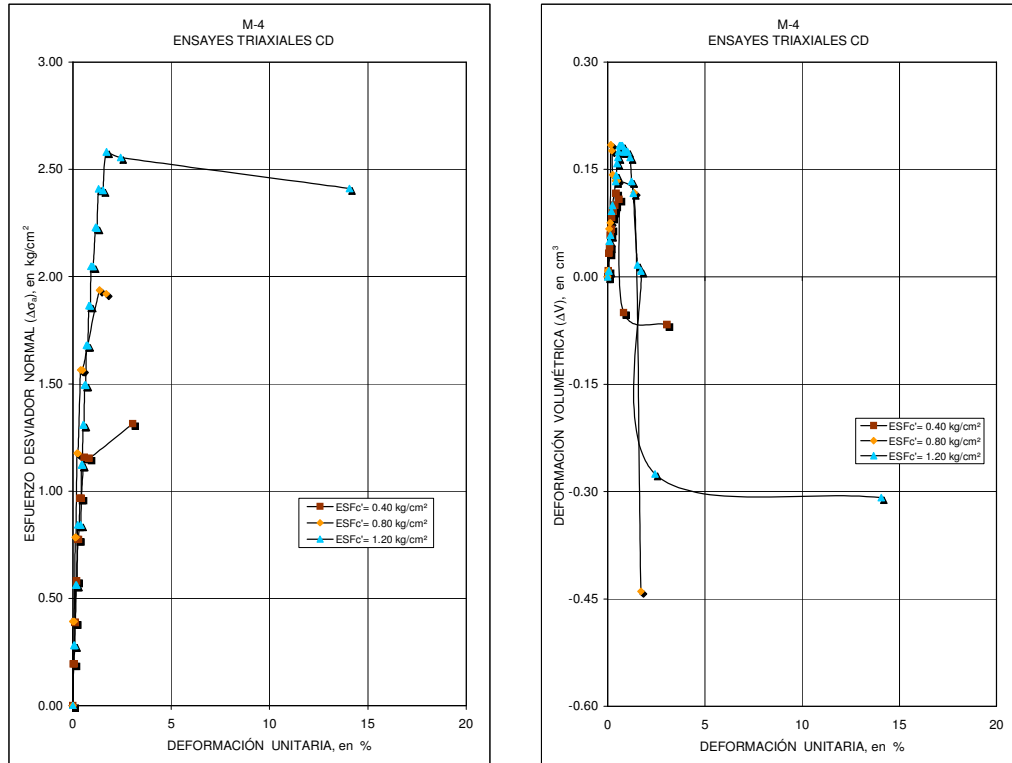


Figura 5.1d. Resumen gráfico de los datos obtenidos para la muestra M-4



TABLAS 5.2 RESULTADOS PARA LA PRUEBA CU

PROYECTO : TESIS DE LICENCIATURA								
LOCALIZACIÓN : FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.								
SONDEO : B - 1								
MUESTRA : M - 1a								
PROFUNDIDAD : N/D								
PRUEBA TRIAXIAL : CU								
$\sigma_c = 1.80 \text{ kg/cm}^2$			$U = 1.40 \text{ kg/cm}^2$			$\sigma_c' = 0.40 \text{ kg/cm}^2$		
DATOS GENERALES:								
$D_s = 3.652 \text{ cm}$			$D_o = 3.605 \text{ cm}$			$\text{Vol)cons} = 0.250 \text{ cm}^3$		
$D_m = 3.592 \text{ cm}$			$H_o = 9.757 \text{ cm}$			$\Delta H)cons = 0.005 \text{ mm}$		
$D_i = 3.609 \text{ cm}$			$A_o = 10.2061 \text{ cm}^2$					
$H_1 = 9.748 \text{ cm}$			$\gamma_m = 1.83385 \text{ t/m}^3$			$H_c = 9.756 \text{ cm}$		
$H_2 = 9.761 \text{ cm}$			$\omega)j = 37.30 \%$			$A_c = 10.1810 \text{ cm}^2$		
$H_3 = 9.761 \text{ cm}$			$k_b = 0.33355 \text{ cm}^2$					
$W_o = 182.61 \text{ gr}$			$\Delta Bureta = 0.750 \text{ cm}$			$\omega)j = 37.05 \%$		
ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	U kg/cm ²	ΔU kg/cm ²	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	27.455	0.000	1.400	0.000	0.000	10.1810	0.000
4.00	4.00	27.424	0.031	1.497	0.097	0.032	10.1842	0.393
0.00	4.00	27.364	0.091	1.516	0.116	0.093	10.1905	0.393
4.00	8.00	27.213	0.242	1.528	0.128	0.248	10.2063	0.784
0.00	8.00	27.029	0.426	1.526	0.126	0.437	10.2256	0.782
4.00	12.00	26.771	0.684	1.436	0.036	0.701	10.2529	1.170
0.00	12.00	26.493	0.962	1.427	0.027	0.986	10.2824	1.167
2.00	14.00	26.239	1.216	1.319	-0.081	1.246	10.3095	1.358
0.00	14.00	25.996	1.459	1.312	-0.088	1.495	10.3356	1.355
2.00	16.00	25.935	1.520	1.280	-0.120	1.558	10.3421	1.547
0.00	16.00	25.748	1.707	1.267	-0.133	1.750	10.3623	1.544
2.00	18.00	25.685	1.770	1.235	-0.165	1.814	10.3691	1.736
0.00	18.00	25.496	1.959	1.216	-0.184	2.008	10.3896	1.732
2.00	20.00	25.452	2.003	1.183	-0.217	2.053	10.3944	1.924
0.00	20.00	25.242	2.213	1.159	-0.241	2.268	10.4173	1.920
2.00	22.00	25.189	2.266	1.126	-0.274	2.323	10.4231	2.111
0.00	22.00	24.990	2.465	1.104	-0.296	2.527	10.4449	2.106
2.00	24.00	24.951	2.504	1.077	-0.323	2.567	10.4492	2.297
0.00	24.00	24.758	2.697	1.050	-0.350	2.764	10.4704	2.292
2.00	26.00	24.704	2.751	1.012	-0.388	2.820	10.4764	2.482
0.00	26.00	24.503	2.952	0.993	-0.407	3.026	10.4987	2.477
2.00	28.00	24.446	3.009	0.967	-0.433	3.084	10.5050	2.665
0.00	28.00	24.261	3.194	0.937	-0.463	3.274	10.5256	2.660
2.00	30.00	24.233	3.222	0.915	-0.485	3.303	10.5287	2.849
0.00	30.00	24.015	3.440	0.882	-0.518	3.526	10.5531	2.843
2.00	32.00	23.949	3.506	0.828	-0.572	3.594	10.5605	3.030
0.00	32.00	23.752	3.703	0.821	-0.579	3.796	10.5827	3.024
2.00	34.00	23.710	3.745	0.780	-0.620	3.839	10.5874	3.211
0.00	34.00	23.499	3.956	0.764	-0.636	4.055	10.6113	3.204
2.00	36.00	23.476	3.979	0.745	-0.655	4.078	10.6139	3.392
0.00	36.00	23.252	4.203	0.709	-0.691	4.308	10.6393	3.384
2.00	38.00	23.232	4.223	0.672	-0.728	4.329	10.6416	3.571
0.00	38.00	22.995	4.460	0.652	-0.748	4.571	10.6687	3.562



2.00	40.00	22.924	4.531	0.591	-0.809	4.644	10.6769	3.746
0.00	40.00	22.716	4.739	0.589	-0.811	4.857	10.7008	3.738
2.00	42.00	22.694	4.761	0.573	-0.827	4.880	10.7033	3.924
0.00	42.00	22.452	5.003	0.536	-0.864	5.128	10.7313	3.914
2.00	44.00	22.431	5.024	0.522	-0.878	5.150	10.7337	4.099
0.00	44.00	22.173	5.282	0.479	-0.921	5.414	10.7637	4.088
2.00	46.00	22.155	5.300	0.465	-0.935	5.432	10.7658	4.273
0.00	46.00	21.895	5.560	0.423	-0.977	5.699	10.7963	4.261
2.00	48.00	21.877	5.578	0.411	-0.989	5.717	10.7984	4.445
0.00	48.00	21.607	5.848	0.368	-1.032	5.994	10.8302	4.432
2.00	50.00	21.591	5.864	0.356	-1.044	6.011	10.8321	4.616
0.00	50.00	21.326	6.129	0.314	-1.086	6.282	10.8635	4.603
2.00	52.00	21.310	6.145	0.302	-1.098	6.299	10.8654	4.786
0.00	52.00	21.017	6.438	0.260	-1.140	6.599	10.9003	4.771
2.00	54.00	20.998	6.457	0.248	-1.152	6.618	10.9026	4.953
0.00	54.00	20.724	6.731	0.201	-1.199	6.899	10.9355	4.938
2.00	56.00	20.704	6.751	0.191	-1.209	6.920	10.9379	5.120
0.00	56.00	20.417	7.038	0.155	-1.245	7.214	10.9725	5.104
2.00	58.00	20.397	7.058	0.143	-1.257	7.234	10.9750	5.285
0.00	58.00	20.216	7.239	0.105	-1.295	7.420	10.9970	5.274
0.00	58.00	20.093	7.362	0.103	-1.297	7.546	11.0120	5.267
2.00	60.00	20.073	7.382	0.089	-1.311	7.566	11.0144	5.447
0.00	60.00	19.754	7.701	0.048	-1.352	7.893	11.0535	5.428
2.00	62.00	19.713	7.742	0.011	-1.389	7.935	11.0585	5.607
0.00	62.00	19.391	8.064	-0.008	-1.408	8.266	11.0983	5.586
2.00	64.00	19.359	8.096	-0.039	-1.439	8.298	11.1023	5.765
0.00	64.00	19.019	8.436	-0.055	-1.455	8.647	11.1447	5.743
2.00	66.00	19.002	8.453	-0.064	-1.464	8.664	11.1468	5.921
0.00	66.00	18.718	8.737	-0.099	-1.499	8.955	11.1824	5.902
2.00	68.00	18.702	8.753	-0.108	-1.508	8.972	11.1844	6.080
0.00	68.00	18.336	9.119	-0.144	-1.544	9.347	11.2307	6.055
2.00	70.00	18.319	9.136	-0.151	-1.551	9.364	11.2329	6.232
0.00	70.00	17.952	9.503	-0.191	-1.591	9.741	11.2797	6.206
2.00	72.00	17.939	9.516	-0.197	-1.597	9.754	11.2814	6.382
0.00	72.00	17.519	9.936	-0.236	-1.636	10.184	11.3354	6.352
2.00	74.00	17.501	9.954	-0.241	-1.641	10.203	11.3378	6.527
0.00	74.00	17.102	10.353	-0.273	-1.673	10.612	11.3896	6.497
2.00	76.00	17.081	10.374	-0.278	-1.678	10.633	11.3924	6.671
0.00	76.00	16.582	10.873	-0.314	-1.714	11.145	11.4580	6.633
2.00	78.00	16.563	10.892	-0.319	-1.719	11.164	11.4605	6.806
0.00	78.00	15.972	11.483	-0.352	-1.752	11.770	11.5391	6.760
2.00	80.00	15.946	11.509	-0.358	-1.758	11.797	11.5426	6.931
0.00	80.00	15.288	12.167	-0.387	-1.787	12.471	11.6316	6.878
2.00	82.00	15.255	12.200	-0.392	-1.792	12.505	11.6361	7.047
0.00	82.00	14.460	12.995	-0.406	-1.806	13.320	11.7455	6.981



SONDEO : B - 2
MUESTRA : M - 1b
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CU
$\sigma_c = 1.90 \text{ kg/cm}^2$ $U = 1.10 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_c' = 0.80 \text{ kg/cm}^2$

DATOS GENERALES:

$D_s = 3.665 \text{ cm}$	$D_o = 3.663 \text{ cm}$	$\text{Vol)cons} = 0.143 \text{ cm}^3$
$D_m = 3.660 \text{ cm}$	$H_o = 9.385 \text{ cm}$	$\Delta H)cons = 0.013 \text{ mm}$
$D_i = 3.671 \text{ cm}$	$A_o = 10.5362 \text{ cm}^2$	
$H_1 = 9.385 \text{ cm}$	$\gamma_m = 1.83739 \text{ t/m}^3$	$H_c = 9.384 \text{ cm}$
$H_2 = 9.386 \text{ cm}$	$\omega)_i = 36.97 \%$	$A_c = 10.5225 \text{ cm}^2$
$H_3 = 9.385 \text{ cm}$	$k_b = 0.33550 \text{ cm}^2$	
$W_o = 181.69 \text{ gr}$	$\Delta Bureta = 0.425 \text{ cm}$	$\omega)_f = 36.83 \%$

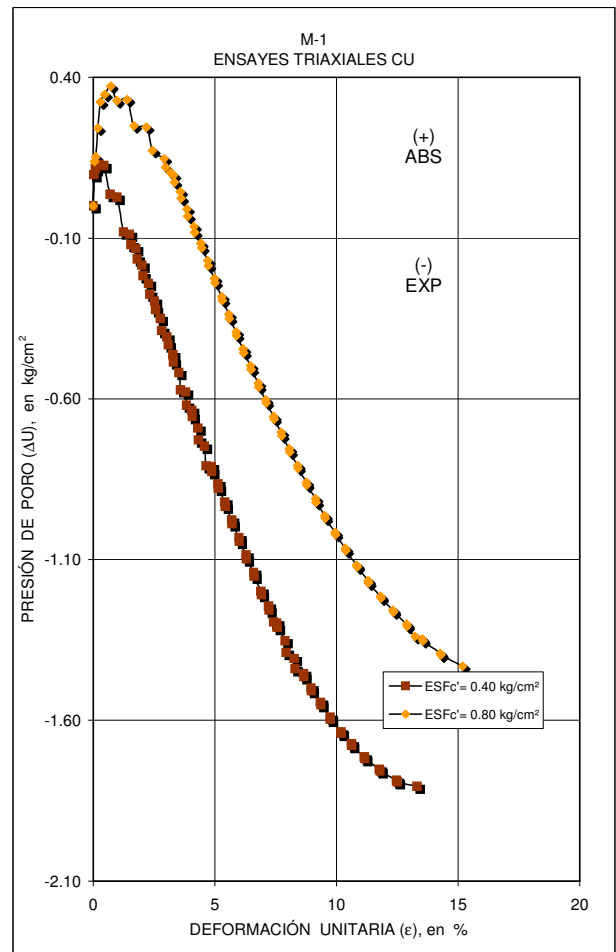
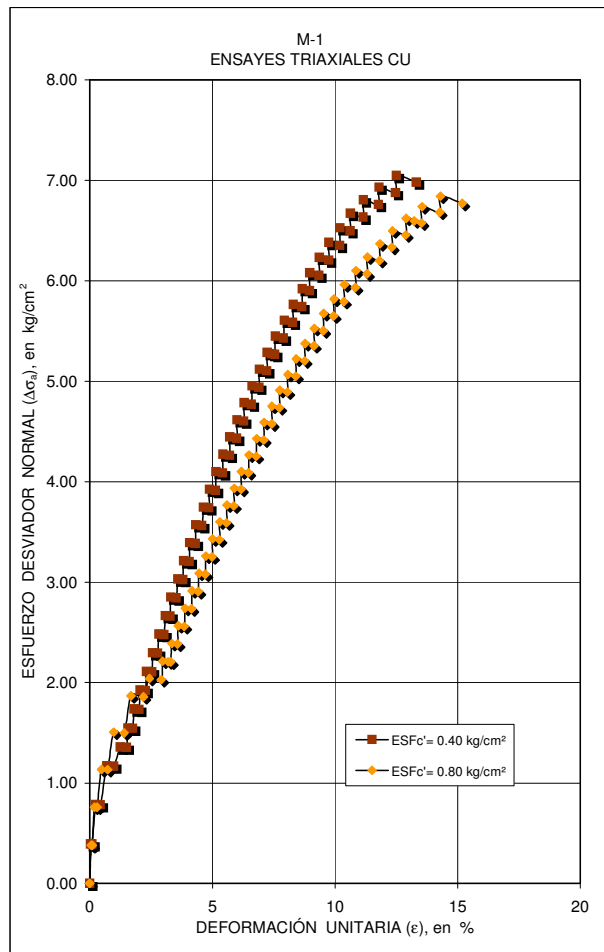
ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	U kg/cm ²	ΔU kg/cm ²	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	26.398	0.000	1.100	0.000	0.000	10.5225	0.000
4.00	4.00	26.342	0.056	1.238	0.138	0.060	10.5288	0.380
0.00	4.00	26.302	0.096	1.253	0.153	0.102	10.5333	0.380
4.00	8.00	26.221	0.177	1.342	0.242	0.189	10.5424	0.759
0.00	8.00	26.118	0.280	1.423	0.323	0.298	10.5540	0.758
4.00	12.00	25.950	0.448	1.447	0.347	0.477	10.5730	1.135
0.00	12.00	25.717	0.681	1.473	0.373	0.726	10.5994	1.132
4.00	16.00	25.484	0.914	1.427	0.327	0.974	10.6260	1.506
0.00	16.00	25.083	1.315	1.431	0.331	1.401	10.6720	1.499
4.00	20.00	24.821	1.577	1.349	0.249	1.681	10.7023	1.869
0.00	20.00	24.343	2.055	1.345	0.245	2.190	10.7581	1.859
2.00	22.00	24.112	2.286	1.273	0.173	2.436	10.7852	2.040
0.00	22.00	23.658	2.740	1.247	0.147	2.920	10.8390	2.030
2.00	24.00	23.608	2.790	1.221	0.121	2.973	10.8449	2.213
0.00	24.00	23.402	2.996	1.202	0.102	3.193	10.8695	2.208
0.00	24.00	23.298	3.100	1.196	0.096	3.303	10.8820	2.205
2.00	26.00	23.260	3.138	1.174	0.074	3.344	10.8865	2.388
0.00	26.00	23.041	3.357	1.145	0.045	3.577	10.9129	2.383
2.00	28.00	23.006	3.392	1.123	0.024	3.615	10.9171	2.565
0.00	28.00	22.783	3.615	1.090	-0.010	3.852	10.9441	2.558
2.00	30.00	22.749	3.649	1.068	-0.032	3.889	10.9482	2.740
0.00	30.00	22.510	3.888	1.036	-0.064	4.143	10.9773	2.733
2.00	32.00	22.482	3.916	1.017	-0.083	4.173	10.9807	2.914
0.00	32.00	22.247	4.151	0.984	-0.116	4.423	11.0095	2.907
2.00	34.00	22.215	4.183	0.970	-0.130	4.458	11.0134	3.087
0.00	34.00	21.983	4.415	0.929	-0.171	4.705	11.0420	3.079
2.00	36.00	21.957	4.441	0.915	-0.185	4.733	11.0452	3.259
0.00	36.00	21.716	4.682	0.875	-0.225	4.989	11.0751	3.251
2.00	38.00	21.693	4.705	0.861	-0.239	5.014	11.0779	3.430
0.00	38.00	21.438	4.960	0.818	-0.282	5.286	11.1097	3.420
2.00	40.00	21.418	4.980	0.806	-0.294	5.307	11.1122	3.600
0.00	40.00	21.169	5.229	0.763	-0.337	5.572	11.1434	3.590
2.00	42.00	21.147	5.251	0.750	-0.350	5.596	11.1462	3.768
0.00	42.00	20.888	5.510	0.708	-0.392	5.872	11.1789	3.757
2.00	44.00	20.868	5.530	0.697	-0.403	5.893	11.1814	3.935



0.00	44.00	20.611	5.787	0.655	-0.445	6.167	11.2140	3.924
2.00	46.00	20.593	5.805	0.643	-0.457	6.186	11.2163	4.101
0.00	46.00	20.328	6.070	0.603	-0.497	6.468	11.2502	4.089
2.00	48.00	20.308	6.090	0.591	-0.509	6.490	11.2528	4.266
0.00	48.00	20.028	6.370	0.548	-0.552	6.788	11.2888	4.252
2.00	50.00	20.011	6.387	0.537	-0.563	6.806	11.2910	4.428
0.00	50.00	19.741	6.657	0.497	-0.603	7.094	11.3259	4.415
2.00	52.00	19.724	6.674	0.487	-0.613	7.112	11.3281	4.590
0.00	52.00	19.438	6.960	0.445	-0.655	7.417	11.3654	4.575
2.00	54.00	19.425	6.973	0.437	-0.663	7.431	11.3671	4.751
0.00	54.00	19.145	7.253	0.396	-0.704	7.729	11.4039	4.735
2.00	56.00	19.130	7.268	0.385	-0.715	7.745	11.4059	4.910
0.00	56.00	18.838	7.560	0.345	-0.755	8.056	11.4445	4.893
2.00	58.00	18.817	7.581	0.335	-0.765	8.079	11.4473	5.067
0.00	58.00	18.516	7.882	0.292	-0.808	8.399	11.4873	5.049
2.00	60.00	18.498	7.900	0.284	-0.816	8.419	11.4898	5.222
0.00	60.00	18.177	8.221	0.240	-0.860	8.761	11.5328	5.203
2.00	62.00	18.161	8.237	0.232	-0.868	8.778	11.5350	5.375
0.00	62.00	17.823	8.575	0.190	-0.910	9.138	11.5807	5.354
2.00	64.00	17.803	8.595	0.179	-0.921	9.159	11.5834	5.525
0.00	64.00	17.467	8.931	0.136	-0.964	9.517	11.6293	5.503
2.00	66.00	17.449	8.949	0.129	-0.971	9.536	11.6317	5.674
0.00	66.00	17.069	9.329	0.084	-1.016	9.941	11.6840	5.649
2.00	68.00	17.053	9.345	0.078	-1.022	9.958	11.6862	5.819
0.00	68.00	16.673	9.725	0.035	-1.065	10.363	11.7390	5.793
2.00	70.00	16.653	9.745	0.027	-1.073	10.385	11.7418	5.962
0.00	70.00	16.233	10.165	-0.018	-1.118	10.832	11.8008	5.932
2.00	72.00	16.215	10.183	-0.023	-1.123	10.851	11.8033	6.100
0.00	72.00	15.792	10.606	-0.065	-1.165	11.302	11.8633	6.069
2.00	74.00	15.774	10.624	-0.072	-1.172	11.321	11.8659	6.236
0.00	74.00	15.313	11.085	-0.115	-1.215	11.813	11.9320	6.202
2.00	76.00	15.299	11.099	-0.120	-1.220	11.828	11.9340	6.368
0.00	76.00	14.842	11.556	-0.157	-1.257	12.315	12.0003	6.333
2.00	78.00	14.817	11.581	-0.163	-1.263	12.341	12.0039	6.498
0.00	78.00	14.309	12.089	-0.201	-1.301	12.883	12.0785	6.458
2.00	80.00	14.293	12.105	-0.207	-1.307	12.900	12.0809	6.622
0.00	80.00	13.983	12.415	-0.239	-1.339	13.230	12.1269	6.597
0.00	80.00	13.706	12.692	-0.247	-1.347	13.525	12.1682	6.574
2.00	82.00	13.687	12.711	-0.252	-1.352	13.545	12.1711	6.737
0.00	82.00	13.009	13.389	-0.292	-1.392	14.268	12.2737	6.681
2.00	84.00	12.986	13.412	-0.297	-1.397	14.292	12.2772	6.842
0.00	84.00	12.142	14.256	-0.332	-1.432	15.192	12.4074	6.770



MUESTRA 1 ENSAYE CU



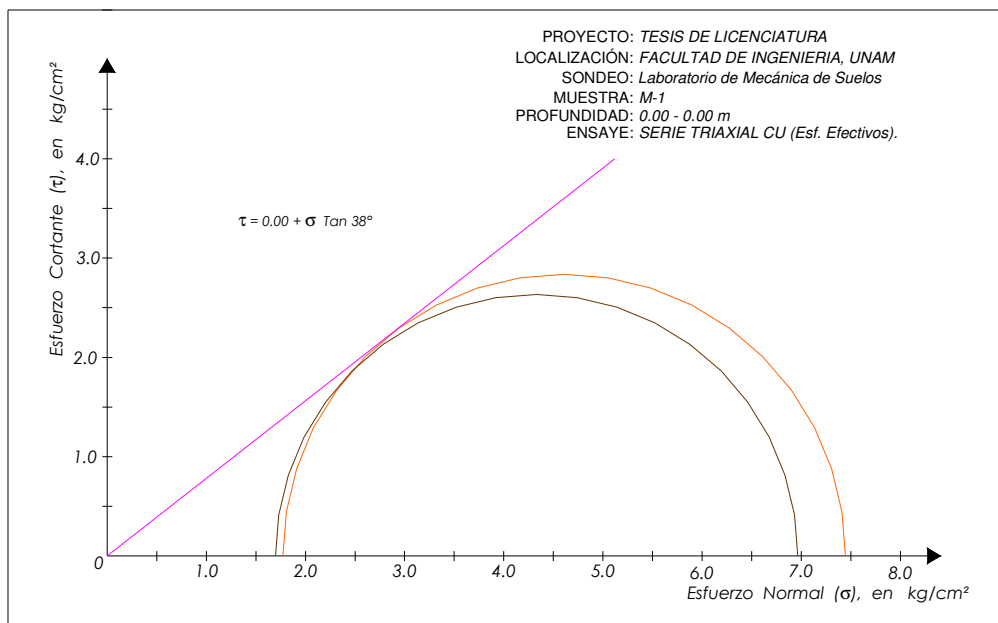
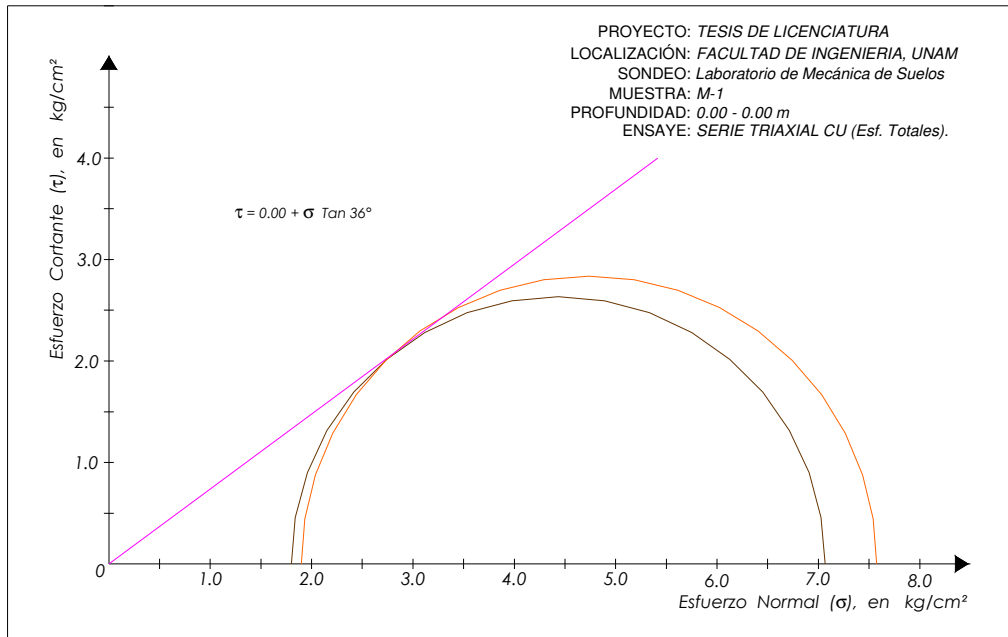


Figura 5.2a Resumen gráfico de los datos obtenidos para la muestra M-1



PROYECTO : TESIS DE LICENCIATURA
LOCALIZACIÓN : FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

SONDEO : B - 1
MUESTRA : M - 2a
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CU

$\sigma_c = 1.90$ kg/cm² U = 1.50 kg/cm² $\sigma_c' = 0.40$ kg/cm²

DATOS GENERALES:

$D_s = 3.630$ cm	$D_o = 3.628$ cm	Vol)cons = 0.117 cm ³
$D_m = 3.628$ cm	$H_o = 9.313$ cm	ΔH)cons = 1.090 mm
$D_i = 3.628$ cm	$A_o = 10.3396$ cm ²	
$H_1 = 9.313$ cm	$\gamma_m = 1.91628$ t/m ³	$H_c = 9.204$ cm
$H_2 = 9.311$ cm	$\omega)_i = 29.62$ %	$A_c = 10.4494$ cm ²
$H_3 = 9.314$ cm	$k_p = 0.33355$ cm ²	
$W_o = 184.52$ gr	$\Delta B_{ureta} = 0.350$ cm	$\omega)_f = 29.50$ %

ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	U kg/cm ²	ΔU kg/cm ²	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	25.899	0.000	1.500	0.000	0.000	10.4494	0.000
2.00	2.00	25.893	0.006	1.544	0.044	0.007	10.4501	0.191
0.00	2.00	25.878	0.021	1.551	0.051	0.023	10.4518	0.191
2.00	4.00	25.861	0.038	1.585	0.085	0.041	10.4537	0.383
0.00	4.00	25.849	0.050	1.603	0.103	0.054	10.4551	0.383
2.00	6.00	25.816	0.083	1.623	0.123	0.090	10.4588	0.574
0.00	6.00	25.763	0.136	1.639	0.139	0.148	10.4648	0.573
2.00	8.00	25.710	0.189	1.625	0.125	0.205	10.4709	0.764
0.00	8.00	25.636	0.263	1.623	0.123	0.286	10.4793	0.763
2.00	10.00	25.574	0.325	1.603	0.103	0.353	10.4864	0.954
0.00	10.00	25.502	0.397	1.585	0.085	0.431	10.4946	0.953
2.00	12.00	25.456	0.443	1.555	0.055	0.481	10.4999	1.143
0.00	12.00	25.397	0.502	1.539	0.039	0.545	10.5067	1.142
2.00	14.00	25.350	0.549	1.505	0.005	0.597	10.5121	1.332
0.00	14.00	25.294	0.605	1.488	-0.012	0.657	10.5185	1.331
2.00	16.00	25.265	0.634	1.462	-0.038	0.689	10.5219	1.521
0.00	16.00	25.205	0.694	1.436	-0.064	0.754	10.5288	1.520
2.00	18.00	25.171	0.728	1.407	-0.093	0.791	10.5327	1.709
0.00	18.00	25.119	0.780	1.383	-0.117	0.847	10.5387	1.708
2.00	20.00	25.036	0.863	1.323	-0.177	0.938	10.5483	1.896
0.00	20.00	25.012	0.887	1.309	-0.191	0.964	10.5511	1.896
2.00	22.00	24.992	0.907	1.296	-0.204	0.985	10.5534	2.085
0.00	22.00	24.947	0.952	1.264	-0.236	1.034	10.5586	2.084
2.00	24.00	24.919	0.980	1.244	-0.256	1.065	10.5618	2.272
0.00	24.00	24.873	1.026	1.212	-0.288	1.115	10.5672	2.271
2.00	26.00	24.851	1.048	1.190	-0.310	1.139	10.5697	2.460
0.00	26.00	24.805	1.094	1.159	-0.341	1.189	10.5751	2.459
2.00	28.00	24.779	1.120	1.131	-0.369	1.217	10.5781	2.647
0.00	28.00	24.734	1.165	1.103	-0.397	1.266	10.5833	2.646
2.00	30.00	24.720	1.179	1.089	-0.411	1.281	10.5850	2.834
0.00	30.00	24.667	1.232	1.051	-0.449	1.339	10.5912	2.833
2.00	32.00	24.651	1.248	1.034	-0.466	1.356	10.5930	3.021
0.00	32.00	24.602	1.297	0.998	-0.502	1.409	10.5987	3.019
2.00	34.00	24.588	1.311	0.982	-0.518	1.424	10.6004	3.207
0.00	34.00	24.536	1.363	0.944	-0.556	1.481	10.6065	3.206
2.00	36.00	24.525	1.374	0.934	-0.566	1.493	10.6077	3.394
0.00	36.00	24.477	1.422	0.899	-0.601	1.545	10.6134	3.392
2.00	38.00	24.465	1.434	0.887	-0.613	1.558	10.6148	3.580



0.00	38.00	24.412	1.487	0.845	-0.655	1.616	10.6210	3.578
2.00	40.00	24.402	1.497	0.837	-0.663	1.627	10.6222	3.766
0.00	40.00	24.348	1.551	0.792	-0.708	1.685	10.6285	3.763
2.00	42.00	24.336	1.563	0.785	-0.715	1.698	10.6299	3.951
0.00	42.00	24.281	1.618	0.740	-0.760	1.758	10.6364	3.949
2.00	44.00	24.269	1.630	0.734	-0.766	1.771	10.6378	4.136
0.00	44.00	24.211	1.688	0.686	-0.814	1.834	10.6446	4.134
2.00	46.00	24.201	1.698	0.679	-0.821	1.845	10.6458	4.321
0.00	46.00	24.141	1.758	0.634	-0.866	1.910	10.6529	4.318
2.00	48.00	24.117	1.782	0.612	-0.888	1.936	10.6557	4.505
0.00	48.00	24.064	1.835	0.577	-0.923	1.994	10.6620	4.502
2.00	50.00	24.054	1.845	0.571	-0.929	2.005	10.6631	4.689
0.00	50.00	23.996	1.903	0.529	-0.971	2.068	10.6700	4.686
2.00	52.00	23.988	1.911	0.524	-0.976	2.076	10.6709	4.873
0.00	52.00	23.922	1.977	0.479	-1.021	2.148	10.6788	4.869
2.00	54.00	23.913	1.986	0.475	-1.025	2.158	10.6798	5.056
0.00	54.00	23.843	2.056	0.429	-1.071	2.234	10.6881	5.052
2.00	56.00	23.830	2.069	0.420	-1.080	2.248	10.6897	5.239
0.00	56.00	23.759	2.140	0.376	-1.124	2.325	10.6981	5.235
2.00	58.00	23.750	2.149	0.372	-1.128	2.335	10.6992	5.421
0.00	58.00	23.676	2.223	0.327	-1.173	2.415	10.7080	5.417
2.00	60.00	23.666	2.233	0.323	-1.177	2.426	10.7092	5.603
0.00	60.00	23.587	2.312	0.278	-1.222	2.512	10.7186	5.598
2.00	62.00	23.576	2.323	0.273	-1.227	2.524	10.7200	5.784
0.00	62.00	23.494	2.405	0.228	-1.271	2.613	10.7298	5.778
2.00	64.00	23.483	2.416	0.224	-1.276	2.625	10.7311	5.964
0.00	64.00	23.394	2.505	0.180	-1.320	2.722	10.7417	5.958
2.00	66.00	23.386	2.513	0.177	-1.323	2.730	10.7427	6.144
0.00	66.00	23.288	2.611	0.133	-1.367	2.837	10.7545	6.137
2.00	68.00	23.279	2.620	0.129	-1.371	2.847	10.7556	6.322
0.00	68.00	23.171	2.728	0.084	-1.416	2.964	10.7686	6.315
2.00	70.00	23.163	2.736	0.082	-1.418	2.973	10.7695	6.500
0.00	70.00	23.045	2.854	0.037	-1.463	3.101	10.7838	6.491
2.00	72.00	23.032	2.867	0.033	-1.467	3.115	10.7854	6.676
0.00	72.00	22.906	2.993	-0.011	-1.511	3.252	10.8006	6.666
2.00	74.00	22.895	3.004	-0.013	-1.513	3.264	10.8019	6.851
0.00	74.00	22.746	3.153	-0.058	-1.558	3.426	10.8201	6.839
2.00	76.00	22.737	3.162	-0.061	-1.561	3.436	10.8212	7.023
0.00	76.00	22.567	3.332	-0.106	-1.606	3.620	10.8419	7.010
2.00	78.00	22.557	3.342	-0.108	-1.608	3.631	10.8431	7.194
0.00	78.00	22.355	3.544	-0.155	-1.655	3.851	10.8679	7.177
2.00	80.00	22.340	3.559	-0.157	-1.657	3.867	10.8697	7.360
0.00	80.00	22.105	3.794	-0.205	-1.705	4.122	10.8987	7.340
2.00	82.00	22.089	3.810	-0.207	-1.707	4.140	10.9006	7.523
0.00	82.00	21.807	4.092	-0.252	-1.752	4.446	10.9356	7.498
2.00	84.00	21.792	4.107	-0.255	-1.755	4.462	10.9374	7.680
0.00	84.00	21.610	4.289	-0.282	-1.782	4.660	10.9601	7.664
0.00	84.00	21.544	4.355	-0.290	-1.790	4.732	10.9684	7.658
0.00	84.00	21.483	4.416	-0.297	-1.797	4.798	10.9760	7.653
0.00	84.00	21.446	4.453	-0.301	-1.801	4.838	10.9807	7.650
0.00	84.00	21.407	4.492	-0.304	-1.804	4.881	10.9855	7.646
2.00	86.00	21.392	4.507	-0.306	-1.806	4.897	10.9874	7.827
0.00	86.00	21.131	4.768	-0.336	-1.836	5.181	11.0203	7.804
0.00	86.00	20.946	4.953	-0.352	-1.852	5.382	11.0437	7.787
0.00	86.00	20.862	5.037	-0.359	-1.859	5.473	11.0544	7.780
0.00	86.00	20.813	5.086	-0.363	-1.863	5.526	11.0606	7.775
2.00	88.00	20.794	5.105	-0.364	-1.864	5.547	11.0630	7.954
0.00	88.00	20.145	5.754	-0.412	-1.912	6.252	11.1462	7.895
0.00	88.00	19.553	6.346	-0.443	-1.943	6.895	11.2232	7.841
0.00	88.00	19.370	6.529	-0.450	-1.950	7.094	11.2473	7.824
0.00	88.00	19.284	6.615	-0.453	-1.953	7.187	11.2586	7.816
1.00	89.00	19.268	6.631	-0.453	-1.953	7.205	11.2607	7.904
0.00	89.00	18.996	6.903	-0.464	-1.964	7.500	11.2967	7.878
0.00	89.00	18.676	7.223	-0.475	-1.975	7.848	11.3393	7.849
1.00	90.00	18.587	7.312	-0.478	-1.978	7.945	11.3512	7.929
0.00	90.00	11.762	14.137	-0.567	-2.067	15.360	12.3457	7.290



SONDEO : B - 2
MUESTRA : M - 2b
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CU
 $\sigma_c = 1.80 \text{ kg/cm}^2$ $U = 1.00 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_c' = 0.80 \text{ kg/cm}^2$

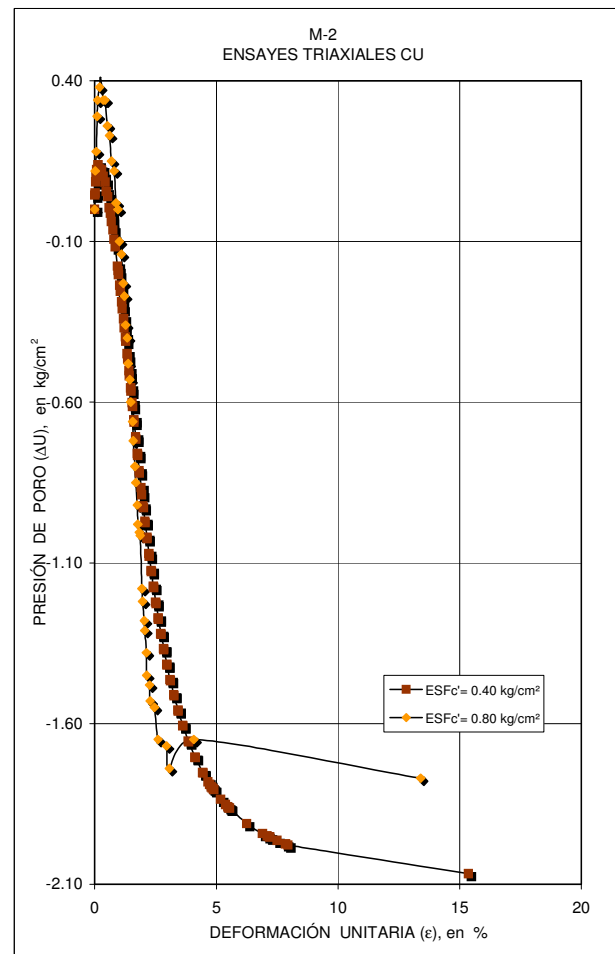
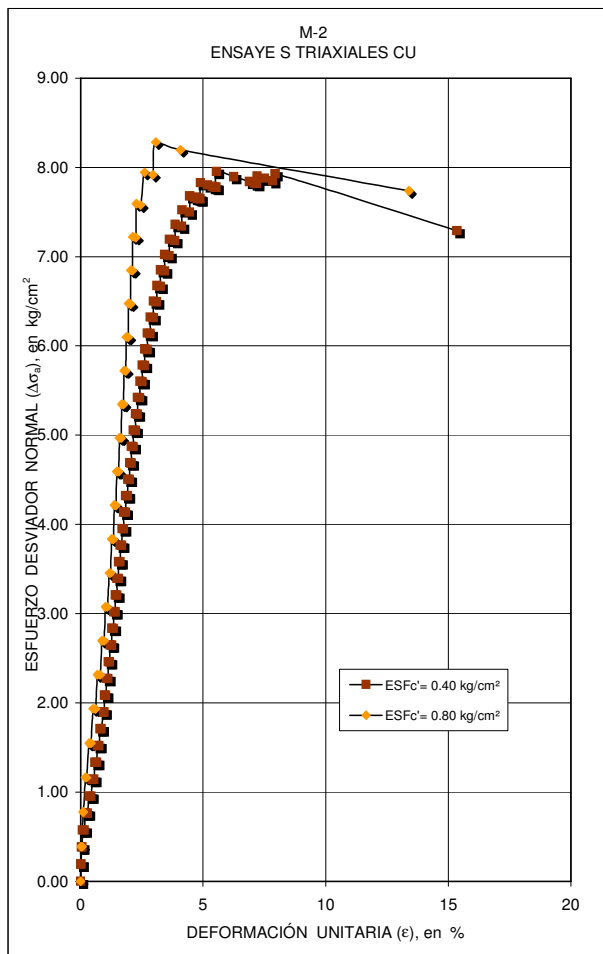
DATOS GENERALES:

$D_s = 3.648 \text{ cm}$	$D_o = 3.625 \text{ cm}$	$\text{Vol)cons} = 0.201 \text{ cm}^3$
$D_m = 3.623 \text{ cm}$	$H_o = 9.337 \text{ cm}$	$\Delta H)cons = 0.009 \text{ mm}$
$D_i = 3.608 \text{ cm}$	$A_o = 10.3187 \text{ cm}^2$	
$H_1 = 9.338 \text{ cm}$	$\gamma_m = 1.92407 \text{ t/m}^3$	$H_c = 9.336 \text{ cm}$
$H_2 = 9.337 \text{ cm}$	$\omega)_i = 29.05 \%$	$A_c = 10.2982 \text{ cm}^2$
$H_3 = 9.336 \text{ cm}$	$k_b = 0.33550 \text{ cm}^2$	
$W_o = 185.38 \text{ gr}$	$\Delta Bureta = 0.600 \text{ cm}$	$\omega)_f = 28.85 \%$

ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	U kg/cm ²	ΔU kg/cm ²	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	24.733	0.000	1.000	0.000	0.000	10.2982	0.000
4.00	4.00	24.713	0.020	1.120	0.120	0.021	10.3004	0.388
0.00	4.00	24.673	0.060	1.180	0.180	0.064	10.3048	0.388
4.00	8.00	24.636	0.097	1.290	0.290	0.104	10.3089	0.776
0.00	8.00	24.621	0.112	1.340	0.340	0.120	10.3105	0.776
4.00	12.00	24.550	0.183	1.380	0.380	0.196	10.3184	1.163
0.00	12.00	24.506	0.227	1.410	0.410	0.243	10.3233	1.162
4.00	16.00	24.405	0.328	1.340	0.340	0.351	10.3345	1.548
0.00	16.00	24.340	0.393	1.340	0.340	0.421	10.3417	1.547
4.00	20.00	24.251	0.482	1.260	0.260	0.516	10.3516	1.932
0.00	20.00	24.166	0.567	1.230	0.230	0.607	10.3611	1.930
4.00	24.00	24.089	0.644	1.150	0.150	0.690	10.3697	2.314
0.00	24.00	23.984	0.749	1.120	0.120	0.802	10.3814	2.312
4.00	28.00	23.915	0.818	1.020	0.020	0.876	10.3892	2.695
0.00	28.00	23.840	0.893	1.000	0.000	0.957	10.3976	2.693
4.00	32.00	23.786	0.947	0.900	-0.100	1.014	10.4037	3.076
0.00	32.00	23.710	1.023	0.860	-0.140	1.096	10.4122	3.073
4.00	36.00	23.636	1.097	0.770	-0.230	1.175	10.4206	3.455
0.00	36.00	23.593	1.140	0.730	-0.270	1.221	10.4255	3.453
4.00	40.00	23.548	1.185	0.640	-0.360	1.269	10.4305	3.835
0.00	40.00	23.480	1.253	0.600	-0.400	1.342	10.4383	3.832
4.00	44.00	23.446	1.287	0.520	-0.480	1.379	10.4421	4.214
0.00	44.00	23.382	1.351	0.470	-0.530	1.447	10.4494	4.211
4.00	48.00	23.350	1.383	0.400	-0.600	1.481	10.4530	4.592
0.00	48.00	23.281	1.452	0.340	-0.660	1.555	10.4609	4.589
4.00	52.00	23.255	1.478	0.280	-0.720	1.583	10.4638	4.970
0.00	52.00	23.186	1.547	0.200	-0.800	1.657	10.4717	4.966
4.00	56.00	23.162	1.571	0.150	-0.850	1.683	10.4744	5.346
0.00	56.00	23.097	1.636	0.080	-0.920	1.752	10.4818	5.343
4.00	60.00	23.075	1.658	0.020	-0.980	1.776	10.4843	5.723
0.00	60.00	23.015	1.718	-0.005	-1.005	1.840	10.4912	5.719
4.00	64.00	22.987	1.746	-0.015	-1.015	1.870	10.4944	6.098
0.00	64.00	22.921	1.812	-0.180	-1.180	1.941	10.5020	6.094
4.00	68.00	22.900	1.833	-0.220	-1.220	1.963	10.5044	6.473
0.00	68.00	22.831	1.902	-0.280	-1.280	2.037	10.5123	6.469
4.00	72.00	22.815	1.918	-0.310	-1.310	2.054	10.5142	6.848
0.00	72.00	22.746	1.987	-0.380	-1.380	2.128	10.5221	6.843
4.00	76.00	22.742	1.991	-0.450	-1.450	2.133	10.5226	7.223
0.00	76.00	22.626	2.107	-0.480	-1.480	2.257	10.5359	7.213
4.00	80.00	22.605	2.128	-0.530	-1.530	2.279	10.5384	7.591
0.00	80.00	22.443	2.290	-0.550	-1.550	2.453	10.5571	7.578
4.00	84.00	22.298	2.435	-0.650	-1.650	2.608	10.5739	7.944
0.00	84.00	21.981	2.752	-0.670	-1.670	2.948	10.6109	7.916
4.00	88.00	21.870	2.863	-0.740	-1.740	3.067	10.6240	8.283
0.00	88.00	20.927	3.806	-0.650	-1.650	4.077	10.7358	8.197
4.00	92.00	12.226	12.507	-0.770	-1.770	13.396	11.8911	7.737



MUESTRA 2 ENSAYE CU



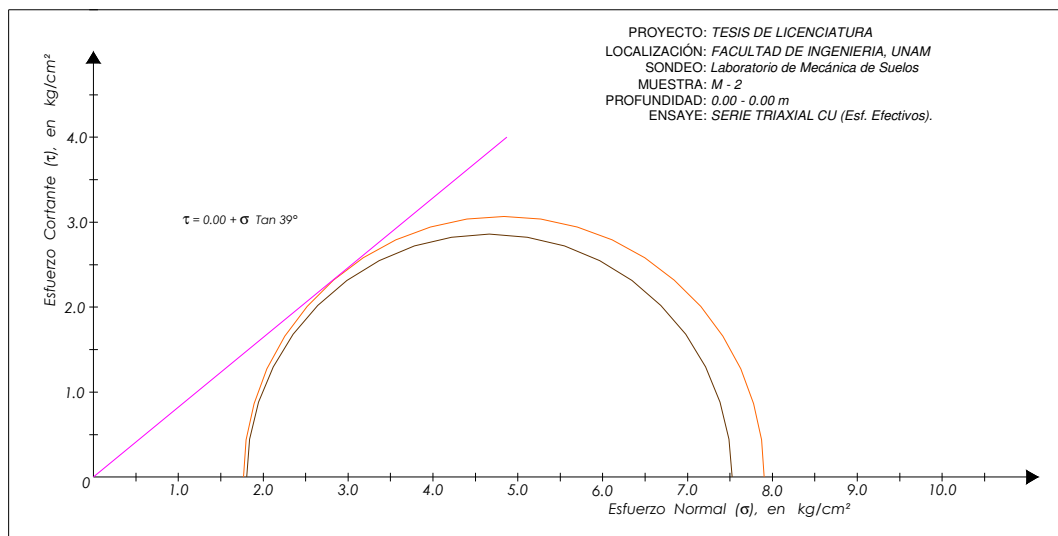
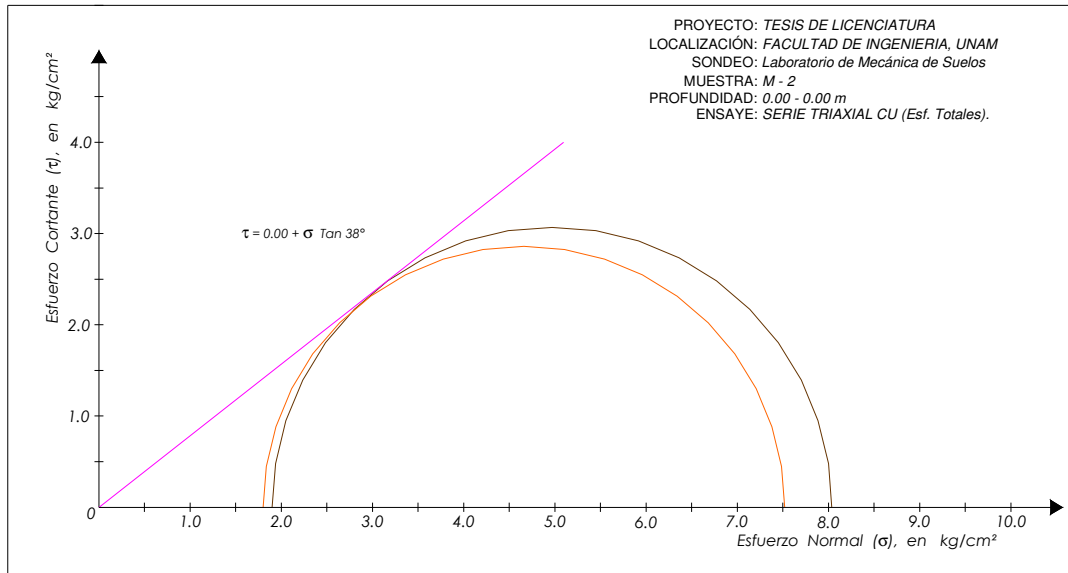


Figura 5.2b. Resumen gráfico de los datos obtenidos para la muestra M-2



PROYECTO : TESIS DE LICENCIATURA
LOCALIZACIÓN : FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

SONDEO : B - 1
MUESTRA : M - 3a
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CU

$\sigma_c = 1.60 \text{ kg/cm}^2$ $U = 1.20 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_c' = 0.40 \text{ kg/cm}^2$

DATOS GENERALES:

$D_s = 3.630 \text{ cm}$	$D_o = 3.628 \text{ cm}$	$\text{Vol)cons} = 0.225 \text{ cm}^3$
$D_m = 3.628 \text{ cm}$	$H_o = 9.313 \text{ cm}$	$\Delta H)cons = 0.001 \text{ mm}$
$D_i = 3.628 \text{ cm}$	$A_o = 10.3396 \text{ cm}^2$	
$H_1 = 9.313 \text{ cm}$	$\gamma_m = 1.92014 \text{ t/m}^3$	$H_c = 9.313 \text{ cm}$
$H_2 = 9.311 \text{ cm}$	$\omega)_i = 29.69 \%$	$A_c = 10.3155 \text{ cm}^2$
$H_3 = 9.314 \text{ cm}$	$k_b = 0.33355 \text{ cm}^2$	
$W_o = 184.89 \text{ gr}$	$\Delta Bureta = 0.675 \text{ cm}$	$\omega)_f = 29.47 \%$

ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	U kg/cm ²	ΔU kg/cm ²	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	27.536	0.000	1.200	0.000	0.000	10.3155	0.000
4.00	4.00	27.534	0.002	1.292	0.092	0.002	10.3158	0.388
0.00	4.00	27.531	0.005	1.300	0.100	0.005	10.3161	0.388
4.00	8.00	27.519	0.017	1.280	0.080	0.018	10.3174	0.775
0.00	8.00	27.512	0.024	1.279	0.079	0.026	10.3182	0.775
4.00	12.00	27.299	0.237	1.158	-0.042	0.254	10.3419	1.160
0.00	12.00	27.204	0.332	1.149	-0.051	0.357	10.3525	1.159
4.00	16.00	27.023	0.513	1.019	-0.181	0.551	10.3727	1.543
0.00	16.00	26.909	0.627	1.006	-0.194	0.673	10.3855	1.541
4.00	20.00	26.752	0.784	0.883	-0.317	0.842	10.4031	1.922
0.00	20.00	26.644	0.892	0.863	-0.337	0.958	10.4153	1.920
4.00	24.00	26.527	1.009	0.749	-0.451	1.083	10.4285	2.301
0.00	24.00	26.408	1.128	0.719	-0.481	1.211	10.4420	2.298
4.00	28.00	26.305	1.231	0.612	-0.588	1.322	10.4537	2.678
0.00	28.00	26.176	1.360	0.583	-0.617	1.460	10.4684	2.675
4.00	32.00	26.025	1.511	0.444	-0.756	1.623	10.4857	3.052
0.00	32.00	25.881	1.655	0.406	-0.794	1.777	10.5022	3.047
4.00	36.00	25.792	1.744	0.326	-0.874	1.873	10.5124	3.425
0.00	36.00	25.651	1.885	0.278	-0.922	2.024	10.5287	3.419
4.00	40.00	25.578	1.958	0.197	-1.003	2.103	10.5371	3.796
0.00	40.00	25.417	2.119	0.152	-1.048	2.275	10.5557	3.789
4.00	44.00	25.362	2.174	0.103	-1.097	2.334	10.5621	4.166
0.00	44.00	25.182	2.354	0.036	-1.164	2.528	10.5831	4.158
4.00	48.00	25.127	2.409	-0.015	-1.215	2.587	10.5895	4.533
0.00	48.00	24.908	2.628	-0.080	-1.280	2.822	10.6151	4.522
4.00	52.00	24.859	2.677	-0.115	-1.315	2.875	10.6209	4.896
0.00	52.00	24.585	2.951	-0.189	-1.389	3.169	10.6531	4.881
4.00	56.00	24.539	2.997	-0.217	-1.417	3.218	10.6586	5.254
0.00	56.00	24.191	3.345	-0.283	-1.483	3.592	10.6999	5.234
4.00	60.00	24.156	3.380	-0.292	-1.492	3.630	10.7041	5.605
0.00	60.00	23.614	3.922	-0.372	-1.572	4.212	10.7691	5.572
4.00	64.00	23.563	3.973	-0.392	-1.592	4.266	10.7752	5.940
0.00	64.00	22.377	5.159	-0.458	-1.658	5.540	10.9205	5.861
4.00	68.00	22.312	5.224	-0.469	-1.669	5.610	10.9286	6.222
0.00	68.00	19.107	8.429	-0.595	-1.795	9.051	11.3421	5.995
0.00	68.00	19.075	8.461	-0.600	-1.800	9.086	11.3464	5.993
0.00	68.00	18.978	8.558	-0.612	-1.812	9.190	11.3594	5.986
0.00	68.00	18.934	8.602	-0.633	-1.833	9.237	11.3654	5.983
4.00	72.00	14.007	13.529	-0.676	-1.876	14.528	12.0689	5.966



SONDEO :	B - 2
MUESTRA :	M - 3b
PROFUNDIDAD :	N/D

PRUEBA TRIAXIAL :	CU				
$\sigma_c =$	1.70 kg/cm²	U =	0.90 kg/cm²	$\sigma_c' =$	0.80 kg/cm²

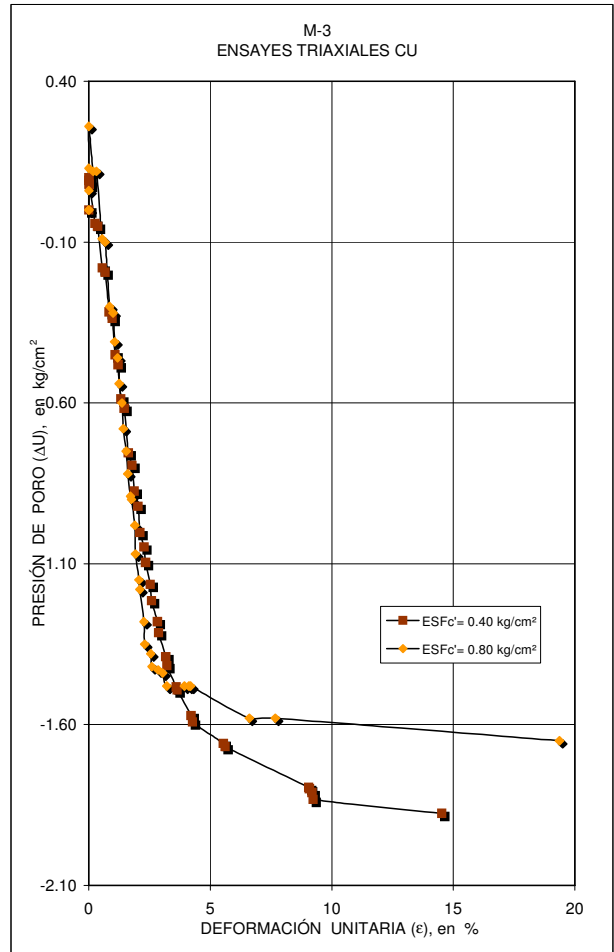
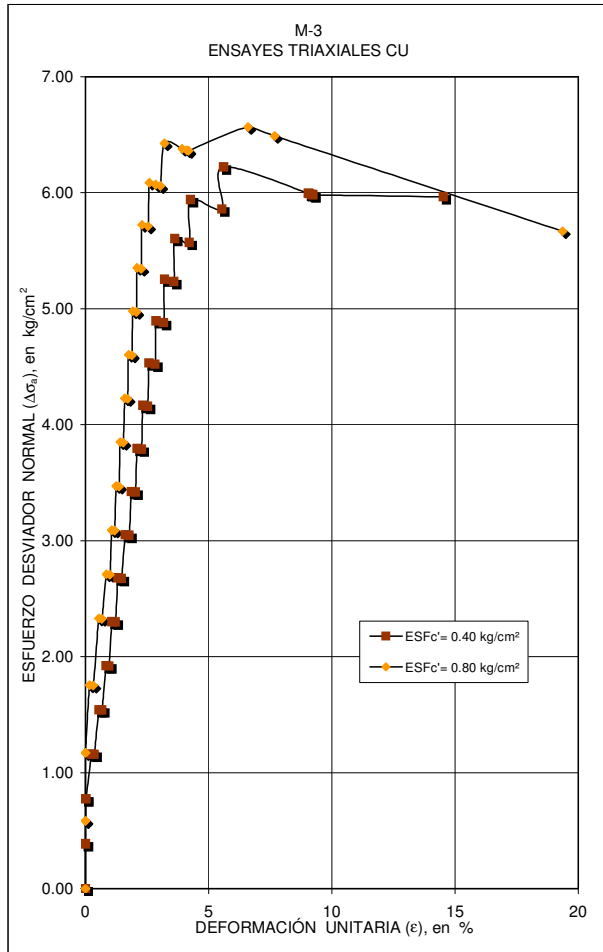
DATOS GENERALES:

$D_s =$	3.636 cm	$D_o =$	3.620 cm	Vol)cons =	0.486 cm ³
$D_m =$	3.616 cm	$H_o =$	9.418 cm	ΔH)cons =	0.002 mm
$D_i =$	3.620 cm	$A_o =$	10.2922 cm ²	$H_c =$	9.417 cm
$H_1 =$	9.356 cm	$\gamma_m =$	1.90139 t/m ³	$A_c =$	10.2407 cm ²
$H_2 =$	9.449 cm	$\omega_j =$	31.10 %	$\omega_f =$	30.61 %
$H_3 =$	9.448 cm	$k_b =$	0.33550 cm ²		
$W_o =$	184.30 gr	$\Delta B_{ureta} =$	1.450 cm		

ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	U kg/cm ²	ΔU kg/cm ²	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	27.169	0.000	0.900	0.000	0.000	10.2407	0.000
6.00	6.00	27.169	0.000	0.900	0.000	0.000	10.2407	0.586
0.00	6.00	27.169	0.000	0.960	0.060	0.000	10.2407	0.586
6.00	12.00	27.168	0.001	1.030	0.130	0.001	10.2408	1.172
0.00	12.00	27.167	0.002	1.160	0.260	0.002	10.2410	1.172
6.00	18.00	27.005	0.164	1.020	0.120	0.174	10.2586	1.755
0.00	18.00	26.873	0.296	1.020	0.120	0.314	10.2730	1.752
6.00	24.00	26.657	0.512	0.810	-0.090	0.544	10.2967	2.331
0.00	24.00	26.534	0.635	0.800	-0.100	0.674	10.3103	2.328
4.00	28.00	26.364	0.805	0.600	-0.300	0.855	10.3290	2.711
0.00	28.00	26.234	0.935	0.580	-0.320	0.993	10.3434	2.707
4.00	32.00	26.165	1.004	0.490	-0.410	1.066	10.3511	3.091
0.00	32.00	26.056	1.113	0.440	-0.460	1.182	10.3632	3.088
4.00	36.00	25.995	1.174	0.360	-0.540	1.247	10.3700	3.472
0.00	36.00	25.886	1.283	0.300	-0.600	1.362	10.3822	3.467
4.00	40.00	25.837	1.332	0.220	-0.680	1.414	10.3877	3.851
0.00	40.00	25.719	1.450	0.150	-0.750	1.540	10.4009	3.846
4.00	44.00	25.660	1.509	0.080	-0.820	1.602	10.4075	4.228
0.00	44.00	25.555	1.614	0.010	-0.890	1.714	10.4193	4.223
4.00	48.00	25.516	1.653	0.000	-0.900	1.755	10.4237	4.605
0.00	48.00	25.393	1.776	-0.080	-0.980	1.886	10.4376	4.599
4.00	52.00	25.359	1.810	-0.170	-1.070	1.922	10.4414	4.980
0.00	52.00	25.225	1.944	-0.250	-1.150	2.064	10.4566	4.973
4.00	56.00	25.191	1.978	-0.280	-1.180	2.100	10.4604	5.354
0.00	56.00	25.034	2.135	-0.380	-1.280	2.267	10.4783	5.344
4.00	60.00	25.004	2.165	-0.450	-1.350	2.299	10.4817	5.724
0.00	60.00	24.776	2.393	-0.480	-1.380	2.541	10.5077	5.710
4.00	64.00	24.724	2.445	-0.520	-1.420	2.596	10.5137	6.087
0.00	64.00	24.487	2.682	-0.530	-1.430	2.848	10.5409	6.072
0.00	64.00	24.308	2.861	-0.540	-1.440	3.038	10.5616	6.060
4.00	68.00	24.143	3.026	-0.580	-1.480	3.213	10.5807	6.427
0.00	68.00	23.471	3.698	-0.580	-1.480	3.927	10.6593	6.379
0.00	68.00	23.296	3.873	-0.580	-1.480	4.113	10.6800	6.367
0.00	68.00	23.230	3.939	-0.580	-1.480	4.183	10.6878	6.362
4.00	72.00	20.952	6.217	-0.680	-1.580	6.602	10.9646	6.567
0.00	72.00	19.938	7.231	-0.680	-1.580	7.678	11.0924	6.491
0.00	72.00	8.933	18.236	-0.750	-1.650	19.364	12.7000	5.669



MUESTRA 3 ENSAYE CU



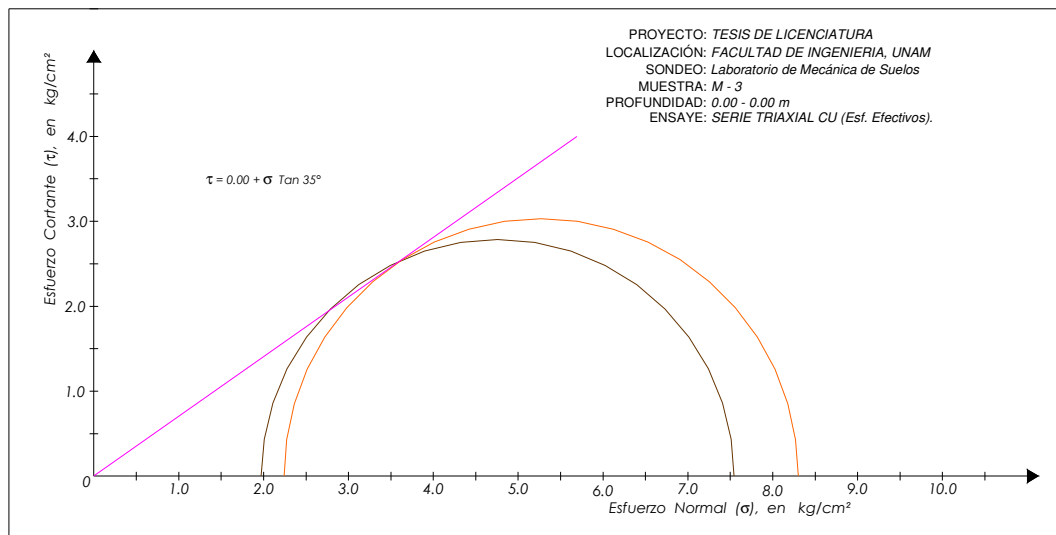
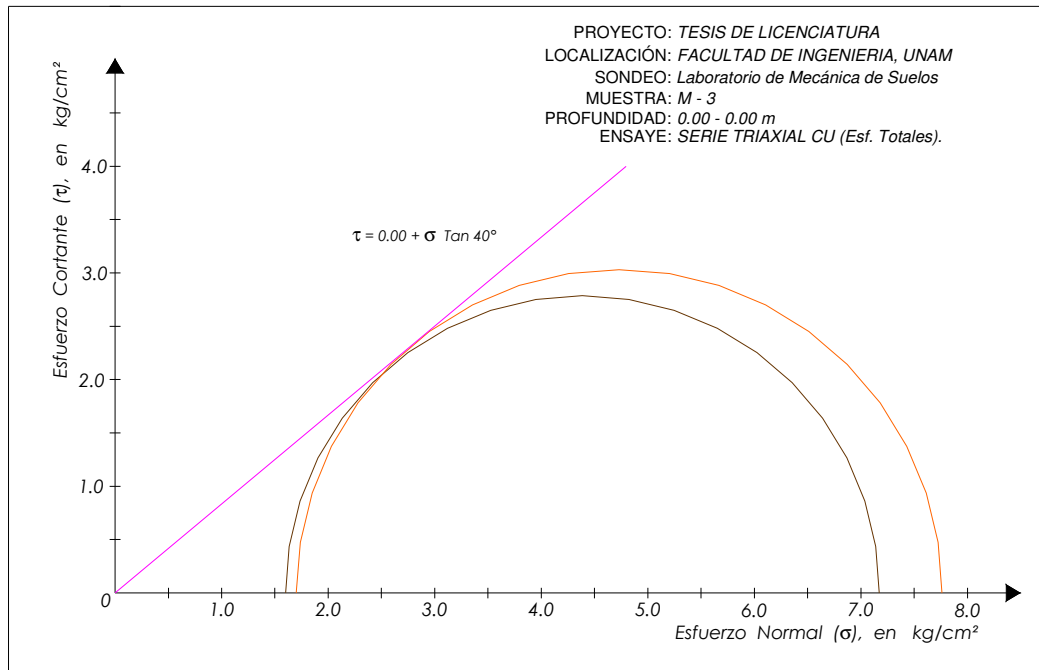


Figura 5.2c. Resumen gráfico de los datos obtenidos para la muestra M-3



PROYECTO : TESIS DE LICENCIATURA
LOCALIZACIÓN : FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

SONDEO : B - 1
MUESTRA : M - 4a
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CU
 $\sigma_c = 1.80 \text{ kg/cm}^2$ $U = 1.40 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_c' = 0.40 \text{ kg/cm}^2$

DATOS GENERALES:

$D_s = 3.600 \text{ cm}$	$D_o = 3.588 \text{ cm}$	$\text{Vol)cons} = 0.500 \text{ cm}^3$
$D_m = 3.580 \text{ cm}$	$H_o = 9.382 \text{ cm}$	$\Delta H)cons = 0.021 \text{ mm}$
$D_i = 3.610 \text{ cm}$	$A_o = 10.1129 \text{ cm}^2$	
$H_1 = 9.375 \text{ cm}$	$\gamma_m = 2.01705 \text{ t/m}^3$	$H_c = 9.380 \text{ cm}$
$H_2 = 9.390 \text{ cm}$	$\omega)_i = 23.15 \%$	$A_c = 10.0618 \text{ cm}^2$
$H_3 = 9.380 \text{ cm}$	$k_b = 0.33355 \text{ cm}^2$	
$W_o = 191.37 \text{ gr}$	$\Delta Bureta = 1.500 \text{ cm}$	$\omega)_f = 22.65 \%$

ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	U kg/cm ²	ΔU kg/cm ²	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	27.169	0.000	1.400	0.000	0.000	10.0618	0.000
2.00	2.00	27.140	0.029	1.404	0.004	0.031	10.0649	0.199
0.00	2.00	27.107	0.062	1.427	0.027	0.066	10.0685	0.199
2.00	4.00	27.081	0.088	1.442	0.042	0.094	10.0713	0.397
0.00	4.00	27.055	0.114	1.476	0.076	0.122	10.0741	0.397
2.00	6.00	27.011	0.158	1.483	0.083	0.168	10.0788	0.595
0.00	6.00	26.952	0.217	1.488	0.088	0.231	10.0851	0.595
2.00	8.00	26.886	0.283	1.464	0.064	0.302	10.0923	0.793
0.00	8.00	26.800	0.369	1.458	0.058	0.393	10.1016	0.792
2.00	10.00	26.728	0.441	1.417	0.017	0.470	10.1093	0.989
0.00	10.00	26.627	0.542	1.408	0.008	0.578	10.1203	0.988
2.00	12.00	26.567	0.602	1.360	-0.040	0.642	10.1268	1.185
0.00	12.00	26.473	0.696	1.341	-0.059	0.742	10.1370	1.184
2.00	14.00	26.418	0.751	1.289	-0.111	0.801	10.1430	1.380
0.00	14.00	26.330	0.839	1.271	-0.129	0.894	10.1526	1.379
2.00	16.00	26.279	0.890	1.221	-0.179	0.949	10.1582	1.575
0.00	16.00	26.198	0.971	1.196	-0.204	1.035	10.1671	1.574
2.00	18.00	26.152	1.017	1.151	-0.249	1.084	10.1721	1.770
0.00	18.00	26.078	1.091	1.122	-0.278	1.163	10.1802	1.768
2.00	20.00	26.026	1.143	1.062	-0.338	1.219	10.1859	1.963
0.00	20.00	25.958	1.211	1.042	-0.358	1.291	10.1934	1.962
2.00	22.00	25.927	1.242	1.002	-0.398	1.324	10.1968	2.158
0.00	22.00	25.854	1.315	0.969	-0.431	1.402	10.2049	2.156
2.00	24.00	25.823	1.346	0.928	-0.472	1.435	10.2083	2.351
0.00	24.00	25.756	1.413	0.896	-0.504	1.506	10.2157	2.349
2.00	26.00	25.727	1.442	0.860	-0.540	1.537	10.2189	2.544
0.00	26.00	25.655	1.514	0.819	-0.581	1.614	10.2269	2.542
2.00	28.00	25.630	1.539	0.783	-0.617	1.641	10.2297	2.737
0.00	28.00	25.561	1.608	0.741	-0.659	1.714	10.2373	2.735
2.00	30.00	25.541	1.628	0.712	-0.688	1.736	10.2395	2.930
0.00	30.00	25.470	1.699	0.664	-0.736	1.811	10.2474	2.928
2.00	32.00	25.450	1.719	0.636	-0.764	1.833	10.2497	3.122
0.00	32.00	25.385	1.784	0.593	-0.807	1.902	10.2569	3.120
2.00	34.00	25.368	1.801	0.570	-0.830	1.920	10.2588	3.314



0.00	34.00	25.298	1.871	0.516	-0.884	1.995	10.2666	3.312
2.00	36.00	25.281	1.888	0.496	-0.904	2.013	10.2685	3.506
0.00	36.00	25.210	1.959	0.439	-0.961	2.089	10.2764	3.503
2.00	38.00	25.197	1.972	0.424	-0.976	2.102	10.2779	3.697
0.00	38.00	25.123	2.046	0.363	-1.037	2.181	10.2862	3.694
2.00	40.00	25.008	2.161	0.220	-1.180	2.304	10.2991	3.884
0.00	40.00	24.959	2.210	0.217	-1.183	2.356	10.3046	3.882
2.00	42.00	24.953	2.216	0.214	-1.186	2.363	10.3053	4.076
0.00	42.00	24.909	2.260	0.190	-1.210	2.409	10.3102	4.074
2.00	44.00	24.902	2.267	0.179	-1.221	2.417	10.3110	4.267
0.00	44.00	24.825	2.344	0.125	-1.275	2.499	10.3197	4.264
2.00	46.00	24.816	2.353	0.120	-1.280	2.509	10.3207	4.457
0.00	46.00	24.715	2.454	0.044	-1.356	2.616	10.3321	4.452
2.00	48.00	24.708	2.461	0.039	-1.361	2.624	10.3329	4.645
0.00	48.00	24.621	2.548	-0.002	-1.402	2.717	10.3428	4.641
2.00	50.00	24.611	2.558	-0.028	-1.428	2.727	10.3439	4.834
0.00	50.00	24.502	2.667	-0.094	-1.493	2.843	10.3563	4.828
2.00	52.00	24.492	2.677	-0.096	-1.496	2.854	10.3574	5.021
0.00	52.00	24.371	2.798	-0.168	-1.568	2.983	10.3712	5.014
2.00	54.00	24.359	2.810	-0.172	-1.572	2.996	10.3726	5.206
0.00	54.00	24.134	3.035	-0.269	-1.669	3.236	10.3983	5.193
2.00	56.00	24.127	3.042	-0.270	-1.670	3.243	10.3991	5.385
0.00	56.00	23.976	3.193	-0.319	-1.719	3.404	10.4164	5.376
2.00	58.00	23.970	3.199	-0.513	-1.913	3.411	10.4171	5.568
0.00	58.00	22.820	4.349	-0.517	-1.917	4.637	10.5510	5.497
2.00	60.00	22.811	4.358	-0.520	-1.920	4.646	10.5521	5.686
0.00	60.00	22.633	4.536	-0.520	-1.920	4.836	10.5731	5.675
2.00	62.00	22.623	4.546	-0.531	-1.931	4.847	10.5743	5.863



SONDEO :	B - 2
MUESTRA :	M - 4b
PROFUNDIDAD :	N/D

PRUEBA TRIAXIAL :	CU				
$\sigma_c =$	1.70 kg/cm²	$U =$	0.90 kg/cm²	$\sigma_c' =$	0.80 kg/cm²

DATOS GENERALES:

$D_s =$	3.665 cm	$D_o =$	3.663 cm	$\text{Vol)cons} =$	0.201 cm³
$D_m =$	3.660 cm	$H_o =$	9.385 cm	$\Delta H)cons =$	0.001 mm
$D_i =$	3.671 cm	$A_o =$	10.5362 cm²	$H_c =$	9.385 cm
$H_1 =$	9.385 cm	$\gamma_m =$	1.98251 t/m³	$A_c =$	10.5149 cm²
$H_2 =$	9.386 cm	$\omega)_i =$	25.29 %	$\omega)_f =$	25.09 %
$H_3 =$	9.385 cm	$k_b =$	0.33550 cm ²		
$W_o =$	196.04 gr	$\Delta Bureta =$	0.600 cm		

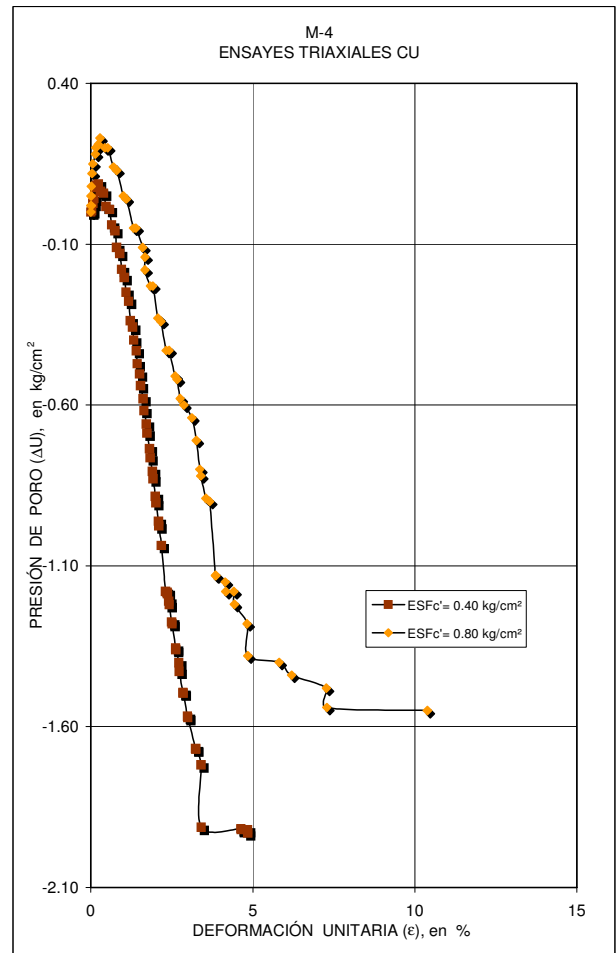
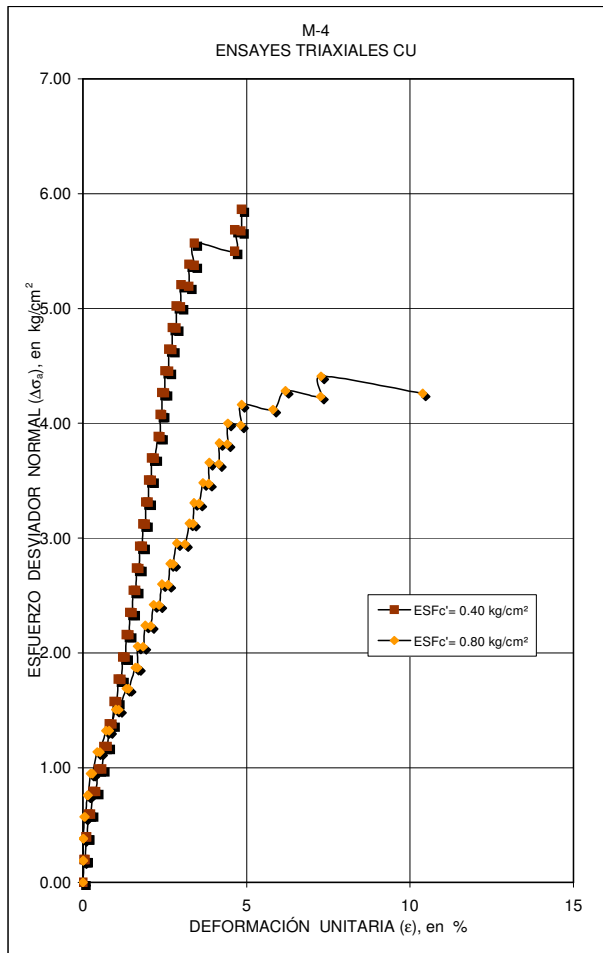
ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	U kg/cm ²	ΔU kg/cm ²	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	27.166	0.000	0.900	0.000	0.000	10.5149	0.000
2.00	2.00	27.162	0.004	0.920	0.020	0.004	10.5153	0.190
0.00	2.00	27.162	0.004	0.920	0.020	0.004	10.5153	0.190
2.00	4.00	27.161	0.005	0.950	0.050	0.005	10.5154	0.380
0.00	4.00	27.155	0.011	0.980	0.080	0.012	10.5161	0.380
2.00	6.00	27.130	0.036	1.020	0.120	0.038	10.5189	0.570
0.00	6.00	27.110	0.056	1.050	0.150	0.060	10.5212	0.570
2.00	8.00	27.037	0.129	1.080	0.180	0.137	10.5294	0.760
0.00	8.00	27.019	0.147	1.100	0.200	0.157	10.5314	0.760
2.00	10.00	26.950	0.216	1.110	0.210	0.230	10.5391	0.949
0.00	10.00	26.900	0.266	1.130	0.230	0.283	10.5448	0.948
2.00	12.00	26.758	0.408	1.100	0.200	0.435	10.5608	1.136
0.00	12.00	26.683	0.483	1.100	0.200	0.515	10.5693	1.135
2.00	14.00	26.510	0.656	1.040	0.140	0.699	10.5889	1.322
0.00	14.00	26.417	0.749	1.030	0.130	0.798	10.5995	1.321
2.00	16.00	26.225	0.941	0.950	0.050	1.003	10.6214	1.506
0.00	16.00	26.141	1.025	0.940	0.040	1.092	10.6310	1.505
2.00	18.00	25.924	1.242	0.850	-0.050	1.323	10.6559	1.689
0.00	18.00	25.861	1.305	0.850	-0.050	1.390	10.6631	1.688
2.00	20.00	25.667	1.499	0.790	-0.110	1.597	10.6855	1.872
0.00	20.00	25.600	1.566	0.760	-0.140	1.669	10.6933	1.870
2.00	22.00	25.600	1.566	0.720	-0.180	1.669	10.6933	2.057
0.00	22.00	25.441	1.725	0.670	-0.230	1.838	10.7118	2.054
2.00	24.00	25.377	1.789	0.670	-0.230	1.906	10.7192	2.239
0.00	24.00	25.224	1.942	0.570	-0.330	2.069	10.7371	2.235
2.00	26.00	25.138	2.028	0.560	-0.340	2.161	10.7471	2.419
0.00	26.00	24.986	2.180	0.470	-0.430	2.323	10.7649	2.415
2.00	28.00	24.899	2.267	0.470	-0.430	2.415	10.7752	2.599
0.00	28.00	24.729	2.437	0.390	-0.510	2.597	10.7952	2.594
2.00	30.00	24.665	2.501	0.380	-0.520	2.665	10.8028	2.777
0.00	30.00	24.581	2.585	0.320	-0.580	2.754	10.8127	2.775
2.00	32.00	24.476	2.690	0.300	-0.600	2.866	10.8252	2.956
0.00	32.00	24.240	2.926	0.260	-0.640	3.118	10.8532	2.948
2.00	34.00	24.113	3.053	0.190	-0.710	3.253	10.8684	3.128
0.00	34.00	24.011	3.155	0.100	-0.800	3.362	10.8807	3.125



2.00	36.00	23.981	3.185	0.080	-0.820	3.394	10.8843	3.308
0.00	36.00	23.833	3.333	0.010	-0.890	3.551	10.9020	3.302
2.00	38.00	23.722	3.444	0.000	-0.900	3.670	10.9154	3.481
0.00	38.00	23.559	3.607	-0.230	-1.130	3.843	10.9351	3.475
2.00	40.00	23.542	3.624	-0.230	-1.130	3.861	10.9372	3.657
0.00	40.00	23.271	3.895	-0.250	-1.150	4.150	10.9702	3.646
2.00	42.00	23.254	3.912	-0.280	-1.180	4.168	10.9722	3.828
0.00	42.00	23.024	4.142	-0.280	-1.180	4.413	11.0004	3.818
2.00	44.00	23.008	4.158	-0.320	-1.220	4.430	11.0023	3.999
0.00	44.00	22.640	4.526	-0.380	-1.280	4.822	11.0476	3.983
2.00	46.00	22.618	4.548	-0.480	-1.380	4.846	11.0504	4.163
0.00	46.00	21.711	5.455	-0.500	-1.400	5.812	11.1638	4.120
2.00	48.00	21.355	5.811	-0.540	-1.440	6.192	11.2089	4.282
0.00	48.00	20.345	6.821	-0.580	-1.480	7.268	11.3390	4.233
2.00	50.00	20.332	6.834	-0.640	-1.540	7.282	11.3407	4.409
0.00	50.00	17.420	9.746	-0.650	-1.550	10.384	11.7333	4.261



MUESTRA 4 ENSAYE CU



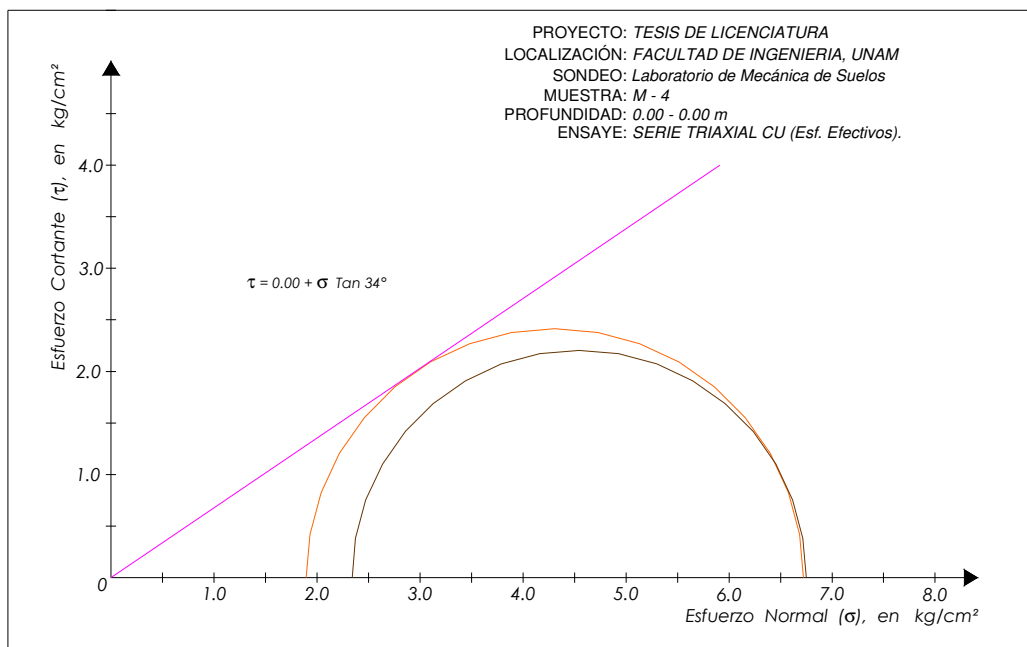
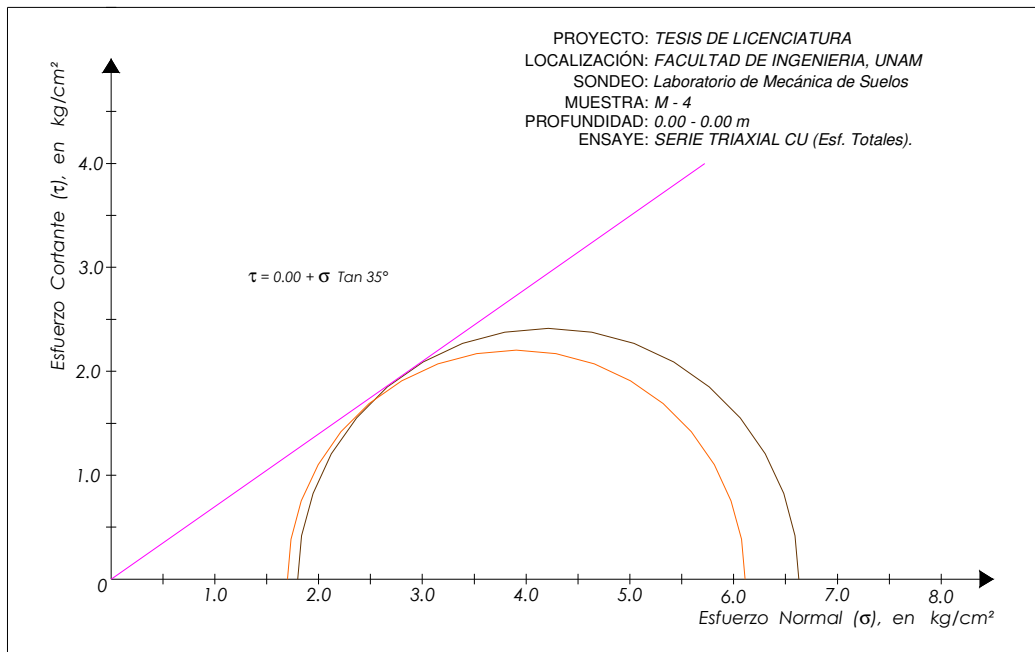


Figura 5.2d. Resumen grafico de los datos obtenidos para la muestra M-4



PROYECTO : TESIS DE LICENCIATURA
LOCALIZACIÓN : FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

SONDEO : B - 1
MUESTRA : M - 5a
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CU
 $\sigma_c = 1.60$ kg/cm² U = 1.20 kg/cm² $\sigma_c' = 0.40$ kg/cm²

DATOS GENERALES:

D _s = 3.599 cm	D _o = 3.567 cm	Vol)cons = 1.151 cm ³
D _m = 3.552 cm	H _o = 9.794 cm	ΔH)cons = 0.012 mm
D _i = 3.597 cm	A _o = 9.9949 cm ²	
H ₁ = 9.793 cm	γ _m = 1.83590 t/m ³	H _c = 9.793 cm
H ₂ = 9.791 cm	ω _i = 36.13 %	A _c = 9.8786 cm ²
H ₃ = 9.799 cm	k _b = 0.33355 cm ²	
W _o = 179.72 gr	ΔBureta = 3.450 cm	ω _f = 34.98 %

ΔP kg	P _{total} kg	MICRO mm	δ _{total} mm	U kg/cm ²	ΔU kg/cm ²	ε %	A _{cor} cm ²	σ _{des} kg/cm ²
0.00	0.00	27.218	0.000	1.200	0.000	0.000	9.8786	0.000
2.00	2.00	27.239	-0.021	1.210	0.010	-0.021	9.8765	0.203
0.00	2.00	27.279	-0.061	1.218	0.018	-0.062	9.8724	0.203
2.00	4.00	27.248	-0.030	1.227	0.027	-0.031	9.8756	0.405
0.00	4.00	27.223	-0.005	1.237	0.037	-0.005	9.8781	0.405
2.00	6.00	27.183	0.035	1.244	0.044	0.036	9.8821	0.607
0.00	6.00	27.140	0.078	1.252	0.052	0.080	9.8865	0.607
2.00	8.00	27.082	0.136	1.254	0.054	0.139	9.8923	0.809
0.00	8.00	26.990	0.228	1.260	0.060	0.233	9.9016	0.808
2.00	10.00	26.913	0.305	1.253	0.053	0.311	9.9095	1.009
0.00	10.00	26.736	0.482	1.251	0.051	0.492	9.9275	1.007
2.00	12.00	26.616	0.602	1.230	0.030	0.615	9.9397	1.207
0.00	12.00	26.342	0.876	1.221	0.021	0.895	9.9678	1.204
2.00	14.00	26.191	1.027	1.195	-0.005	1.049	9.9833	1.402
0.00	14.00	25.808	1.410	1.173	-0.027	1.440	10.0229	1.397
2.00	16.00	25.614	1.604	1.136	-0.064	1.638	10.0431	1.593
0.00	16.00	25.162	2.056	1.116	-0.084	2.099	10.0904	1.586
2.00	18.00	24.884	2.334	1.063	-0.137	2.383	10.1198	1.779
0.00	18.00	24.259	2.959	1.002	-0.198	3.022	10.1864	1.767
2.00	20.00	23.839	3.379	0.975	-0.225	3.450	10.2316	1.955
0.00	20.00	23.118	4.100	0.972	-0.228	4.187	10.3102	1.940
2.00	22.00	22.826	4.392	0.918	-0.282	4.485	10.3424	2.127
0.00	22.00	22.311	4.907	0.915	-0.285	5.011	10.3997	2.115
2.00	24.00	21.749	5.469	0.834	-0.366	5.585	10.4629	2.294
0.00	24.00	21.077	6.141	0.813	-0.387	6.271	10.5395	2.277
2.00	26.00	20.835	6.383	0.790	-0.410	6.518	10.5674	2.460
0.00	26.00	19.881	7.337	0.787	-0.413	7.492	10.6786	2.435
0.00	26.00	19.582	7.636	0.783	-0.417	7.797	10.7140	2.427
2.00	28.00	19.017	8.201	0.717	-0.483	8.374	10.7815	2.597
0.00	28.00	18.664	8.554	0.714	-0.486	8.735	10.8240	2.587
0.00	28.00	17.971	9.247	0.699	-0.501	9.442	10.9086	2.567
2.00	30.00	17.627	9.591	0.695	-0.505	9.794	10.9511	2.739
0.00	30.00	16.727	10.491	0.690	-0.510	10.713	11.0638	2.712
2.00	32.00	16.223	10.995	0.619	-0.581	11.227	11.1280	2.876
0.00	32.00	15.233	11.985	0.615	-0.585	12.238	11.2561	2.843
2.00	34.00	15.054	12.164	0.602	-0.598	12.421	11.2796	3.014
0.00	34.00	14.463	12.755	0.596	-0.604	13.024	11.3579	2.994
0.00	34.00	13.875	13.343	0.586	-0.614	13.625	11.4368	2.973
2.00	36.00	13.273	13.945	0.523	-0.677	14.240	11.5188	3.125
0.00	36.00	12.359	14.859	0.517	-0.683	15.173	11.6456	3.091
0.00	36.00	11.249	15.969	0.512	-0.688	16.306	11.8033	3.050
2.00	38.00	10.939	16.279	0.473	-0.727	16.623	11.8481	3.207



SONDEO : B - 2
MUESTRA : M - 5b
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : CU
 $\sigma_c = 1.90 \text{ kg/cm}^2$ $U = 1.10 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_c' = 0.80 \text{ kg/cm}^2$

DATOS GENERALES:

$D_s = 3.656 \text{ cm}$	$D_o = 3.646 \text{ cm}$	$\text{Vol)cons} = 0.604 \text{ cm}^3$
$D_m = 3.649 \text{ cm}$	$H_o = 9.804 \text{ cm}$	$\Delta H)cons = 0.007 \text{ mm}$
$D_i = 3.621 \text{ cm}$	$A_o = 10.4377 \text{ cm}^2$	
$H_1 = 9.801 \text{ cm}$	$\gamma_m = 1.81846 \text{ t/m}^3$	$H_c = 9.804 \text{ cm}$
$H_2 = 9.803 \text{ cm}$	$\omega)_i = 37.71 \%$	$A_c = 10.3768 \text{ cm}^2$
$H_3 = 9.809 \text{ cm}$	$k_b = 0.33550 \text{ cm}^2$	
$W_o = 186.09 \text{ gr}$	$\Delta Bureta = 1.800 \text{ cm}$	$\omega)_f = 37.11 \%$

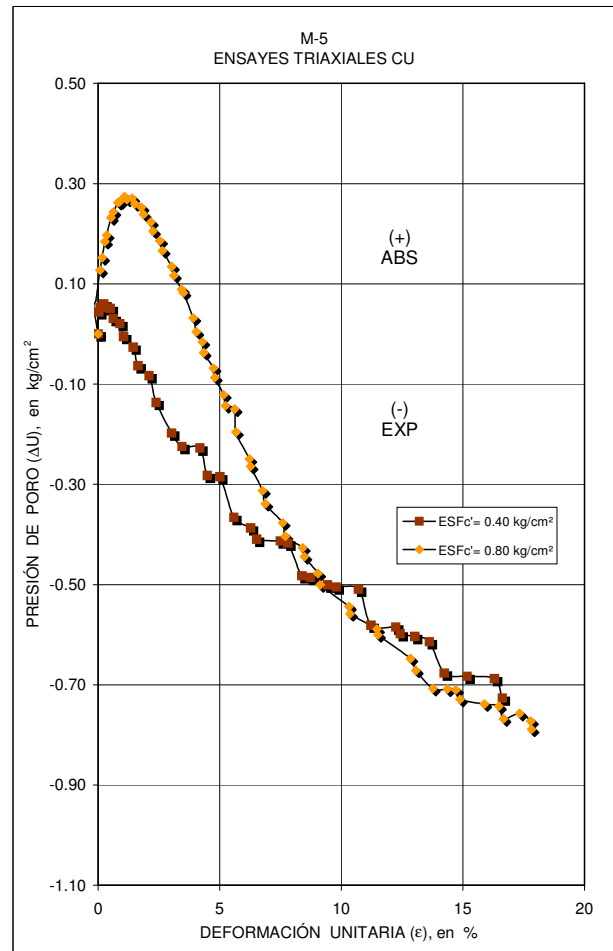
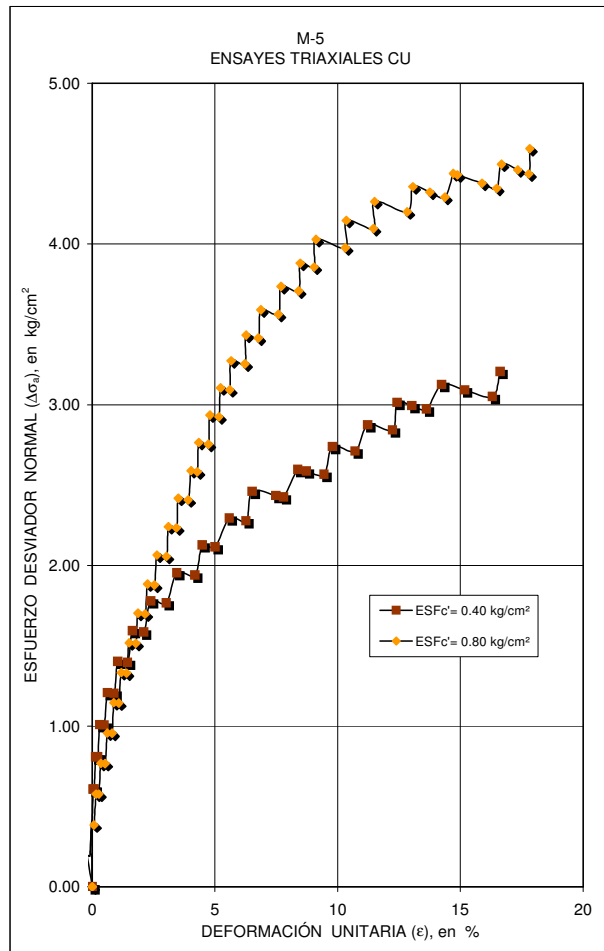
ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	U kg/cm ²	ΔU kg/cm ²	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	26.256	0.000	1.100	0.000	0.000	10.3768	0.000
2.00	2.00	26.448	-0.192	1.153	0.053	-0.196	10.3565	0.193
0.00	2.00	26.355	-0.099	1.166	0.066	-0.101	10.3664	0.193
2.00	4.00	26.279	-0.023	1.192	0.092	-0.023	10.3744	0.386
0.00	4.00	26.188	0.068	1.227	0.127	0.069	10.3840	0.385
2.00	6.00	26.102	0.154	1.251	0.152	0.157	10.3932	0.577
0.00	6.00	25.991	0.265	1.284	0.184	0.270	10.4050	0.577
2.00	8.00	25.916	0.340	1.296	0.197	0.347	10.4129	0.768
0.00	8.00	25.746	0.510	1.332	0.232	0.520	10.4311	0.767
2.00	10.00	25.650	0.606	1.343	0.243	0.618	10.4414	0.958
0.00	10.00	25.460	0.796	1.362	0.262	0.812	10.4618	0.956
2.00	12.00	25.396	0.860	1.363	0.264	0.877	10.4687	1.146
0.00	12.00	25.201	1.055	1.374	0.274	1.076	10.4897	1.144
2.00	14.00	25.101	1.155	1.368	0.269	1.178	10.5005	1.333
0.00	14.00	24.888	1.368	1.370	0.271	1.395	10.5237	1.330
2.00	16.00	24.779	1.477	1.359	0.259	1.507	10.5356	1.519
0.00	16.00	24.513	1.743	1.352	0.252	1.778	10.5647	1.514
2.00	18.00	24.431	1.825	1.338	0.238	1.862	10.5737	1.702
0.00	18.00	24.141	2.115	1.322	0.223	2.157	10.6056	1.697
2.00	20.00	24.053	2.203	1.305	0.205	2.247	10.6154	1.884
0.00	20.00	23.772	2.484	1.285	0.186	2.534	10.6466	1.879
2.00	22.00	23.669	2.587	1.266	0.166	2.639	10.6581	2.064
0.00	22.00	23.293	2.963	1.234	0.134	3.022	10.7002	2.056
2.00	24.00	23.207	3.049	1.216	0.117	3.110	10.7099	2.241
0.00	24.00	22.889	3.367	1.188	0.089	3.434	10.7459	2.233
2.00	26.00	22.817	3.439	1.182	0.082	3.508	10.7541	2.418
0.00	26.00	22.428	3.828	1.131	0.032	3.905	10.7985	2.408
2.00	28.00	22.306	3.950	1.104	0.004	4.029	10.8125	2.590
0.00	28.00	22.060	4.196	1.083	-0.016	4.280	10.8408	2.583
2.00	30.00	22.002	4.254	1.062	-0.037	4.339	10.8475	2.766
0.00	30.00	21.616	4.640	1.031	-0.068	4.733	10.8924	2.754
2.00	32.00	21.557	4.699	1.012	-0.087	4.793	10.8992	2.936
0.00	32.00	21.198	5.058	0.978	-0.122	5.159	10.9413	2.925
2.00	34.00	21.126	5.130	0.956	-0.143	5.233	10.9498	3.105
0.00	34.00	20.762	5.494	0.950	-0.150	5.604	10.9929	3.093



2.00	36.00	20.706	5.550	0.904	-0.195	5.661	10.9995	3.273
0.00	36.00	20.160	6.096	0.850	-0.250	6.218	11.0649	3.254
2.00	38.00	20.114	6.142	0.835	-0.264	6.265	11.0704	3.433
0.00	38.00	19.625	6.631	0.787	-0.313	6.764	11.1296	3.414
2.00	40.00	19.517	6.739	0.761	-0.339	6.874	11.1428	3.590
0.00	40.00	18.823	7.433	0.723	-0.377	7.582	11.2281	3.562
2.00	42.00	18.710	7.546	0.696	-0.404	7.697	11.2422	3.736
0.00	42.00	18.017	8.239	0.673	-0.427	8.404	11.3289	3.707
2.00	44.00	17.942	8.314	0.655	-0.444	8.481	11.3384	3.881
0.00	44.00	17.392	8.864	0.622	-0.478	9.042	11.4083	3.857
2.00	46.00	17.311	8.945	0.599	-0.501	9.124	11.4187	4.028
0.00	46.00	16.144	10.112	0.555	-0.544	10.315	11.5702	3.976
2.00	48.00	16.100	10.156	0.541	-0.558	10.359	11.5760	4.146
0.00	48.00	15.020	11.236	0.510	-0.589	11.461	11.7201	4.096
2.00	50.00	14.974	11.282	0.499	-0.600	11.508	11.7263	4.264
0.00	50.00	13.670	12.586	0.452	-0.648	12.838	11.9052	4.200
2.00	52.00	13.447	12.809	0.428	-0.671	13.066	11.9364	4.356
0.00	52.00	12.769	13.487	0.392	-0.707	13.757	12.0321	4.322
0.00	52.00	12.175	14.081	0.391	-0.709	14.363	12.1172	4.291
2.00	54.00	11.830	14.426	0.389	-0.710	14.715	12.1672	4.438
0.00	54.00	11.667	14.589	0.371	-0.729	14.881	12.1910	4.429
0.00	54.00	10.689	15.567	0.361	-0.738	15.879	12.3356	4.378
0.00	54.00	10.101	16.155	0.356	-0.743	16.479	12.4242	4.346
2.00	56.00	9.909	16.347	0.332	-0.768	16.674	12.4534	4.497
0.00	56.00	9.262	16.994	0.342	-0.757	17.334	12.5528	4.461
0.00	56.00	8.815	17.441	0.327	-0.773	17.790	12.6224	4.437
2.00	58.00	8.780	17.476	0.311	-0.789	17.826	12.6279	4.593



MUESTRA 5 ENSAYE CU



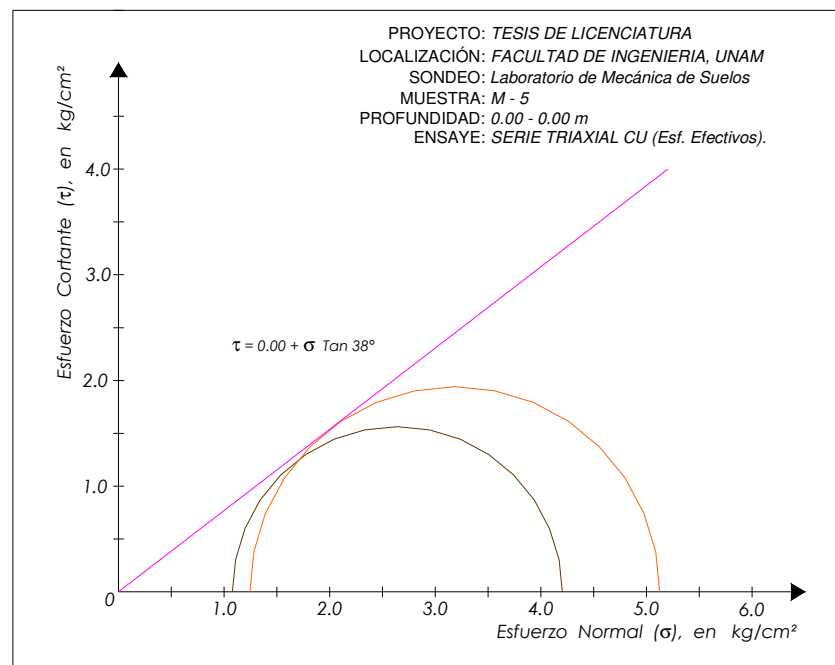
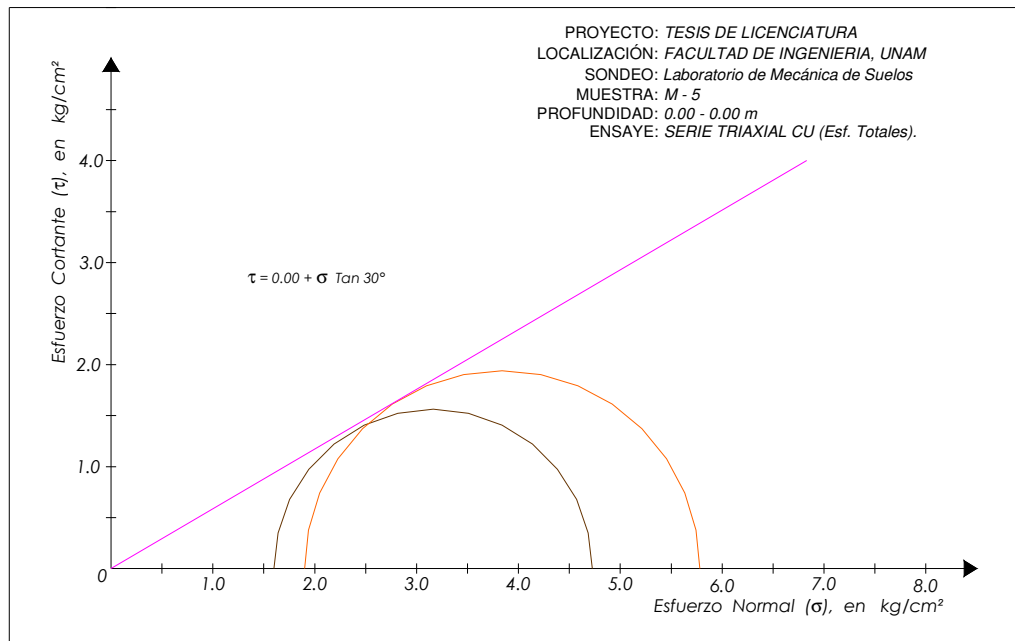


Figura 5.2e. Resumen gráfico de los datos obtenidos para la muestra M-5



TABLAS 5.3 RESULTADOS DE LA PRUEBA UU

PROYECTO : TESIS DE LICENCIATURA						
LOCALIZACIÓN : FACULTAD DE INGENIERÍA						
SONDEO : B - 1						
MUESTRA : M - 1						
PROFUNDIDAD : N/D						
PRUEBA TRIAXIAL : UU						
$\sigma_c = 0.40 \text{ kg/cm}^2$						
DATOS GENERALES:						
$D_s =$	3.453	cm				
$D_m =$	3.451	cm				
$D_i =$	3.445	cm				
$H_1 =$	9.228	cm	$D_o =$	3.4503	cm	
$H_2 =$	9.420	cm	$H_o =$	9.3865	cm	
$H_3 =$	9.411	cm	$A_o =$	9.3500	cm ²	
$W_o =$	159.30	gr	$\gamma_m =$	1.81505	t/m ³	
			$\omega =$	37.57	%	
ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	26.404	0.000	0.000	9.350	0.000
2.00	2.00	26.382	0.022	0.023	9.352	0.214
0.00	2.00	26.304	0.100	0.107	9.360	0.214
2.00	4.00	25.968	0.436	0.464	9.394	0.426
0.00	4.00	25.777	0.627	0.668	9.413	0.425
2.00	6.00	25.538	0.866	0.923	9.437	0.636
0.00	6.00	25.389	1.015	1.081	9.452	0.635
2.00	8.00	25.208	1.196	1.274	9.471	0.845
0.00	8.00	25.081	1.323	1.409	9.484	0.844
2.00	10.00	24.933	1.471	1.567	9.499	1.053
0.00	10.00	24.803	1.601	1.706	9.512	1.051
2.00	12.00	24.669	1.735	1.848	9.526	1.260
0.00	12.00	24.540	1.864	1.986	9.539	1.258
2.00	14.00	24.438	1.966	2.094	9.550	1.466
0.00	14.00	24.290	2.114	2.252	9.565	1.464
2.00	16.00	24.186	2.218	2.363	9.576	1.671
0.00	16.00	24.038	2.366	2.521	9.592	1.668
2.00	18.00	23.945	2.459	2.620	9.602	1.875
0.00	18.00	23.794	2.610	2.781	9.617	1.872
2.00	20.00	23.727	2.677	2.852	9.624	2.078
0.00	20.00	23.549	2.855	3.042	9.643	2.074
2.00	22.00	23.485	2.919	3.110	9.650	2.280
0.00	22.00	23.308	3.096	3.298	9.669	2.275
2.00	24.00	23.249	3.155	3.361	9.675	2.481
0.00	24.00	23.054	3.350	3.569	9.696	2.475
2.00	26.00	22.977	3.427	3.651	9.704	2.679
0.00	26.00	22.802	3.602	3.837	9.723	2.674
2.00	28.00	22.754	3.650	3.889	9.728	2.878
0.00	28.00	22.556	3.848	4.100	9.750	2.872
2.00	30.00	22.509	3.895	4.150	9.755	3.075
0.00	30.00	22.299	4.105	4.373	9.778	3.068
2.00	32.00	22.262	4.142	4.413	9.782	3.271
0.00	32.00	22.048	4.356	4.641	9.805	3.264
2.00	34.00	21.995	4.409	4.697	9.811	3.466
0.00	34.00	21.770	4.634	4.937	9.836	3.457
2.00	36.00	21.742	4.662	4.967	9.839	3.659



0.00	36.00	21.538	4.866	5.184	9.861	3.651
2.00	38.00	21.501	4.903	5.223	9.865	3.852
0.00	38.00	21.260	5.144	5.480	9.892	3.841
2.00	40.00	21.219	5.185	5.524	9.897	4.042
0.00	40.00	20.984	5.420	5.774	9.923	4.031
2.00	42.00	20.960	5.444	5.800	9.926	4.231
0.00	42.00	20.704	5.700	6.073	9.955	4.219
2.00	44.00	20.678	5.726	6.100	9.957	4.419
0.00	44.00	20.452	5.952	6.341	9.983	4.407
2.00	46.00	20.425	5.979	6.370	9.986	4.606
0.00	46.00	20.205	6.199	6.604	10.011	4.595
2.00	48.00	20.183	6.221	6.628	10.014	4.793
0.00	48.00	19.942	6.462	6.884	10.041	4.780
2.00	50.00	19.923	6.481	6.905	10.043	4.978
0.00	50.00	19.678	6.726	7.166	10.072	4.964
2.00	52.00	19.656	6.748	7.189	10.074	5.162
0.00	52.00	19.397	7.007	7.465	10.104	5.146
2.00	54.00	19.383	7.021	7.480	10.106	5.343
0.00	54.00	19.120	7.284	7.760	10.137	5.327
2.00	56.00	19.103	7.301	7.778	10.139	5.523
0.00	56.00	18.837	7.567	8.062	10.170	5.506
2.00	58.00	18.813	7.591	8.087	10.173	5.702
0.00	58.00	18.500	7.904	8.421	10.210	5.681
2.00	60.00	18.478	7.926	8.444	10.212	5.875
0.00	60.00	18.267	8.137	8.669	10.237	5.861
2.00	62.00	18.247	8.157	8.690	10.240	6.055
0.00	62.00	17.943	8.461	9.014	10.276	6.033
2.00	64.00	17.924	8.480	9.034	10.279	6.227
0.00	64.00	17.601	8.803	9.378	10.318	6.203
2.00	66.00	17.584	8.820	9.396	10.320	6.396
0.00	66.00	17.263	9.141	9.738	10.359	6.371
2.00	68.00	17.237	9.167	9.766	10.362	6.562
0.00	68.00	16.912	9.492	10.112	10.402	6.537
2.00	70.00	16.890	9.514	10.136	10.405	6.728
0.00	70.00	16.536	9.868	10.513	10.448	6.700
2.00	72.00	16.518	9.886	10.532	10.451	6.889
0.00	72.00	16.146	10.258	10.928	10.497	6.859
2.00	74.00	16.124	10.280	10.952	10.500	7.048
0.00	74.00	15.769	10.635	11.330	10.545	7.018
2.00	76.00	15.746	10.658	11.355	10.548	7.205
0.00	76.00	15.323	11.081	11.805	10.602	7.169
2.00	78.00	15.297	11.107	11.833	10.605	7.355
0.00	78.00	14.868	11.536	12.290	10.660	7.317
2.00	80.00	14.847	11.557	12.312	10.663	7.503
0.00	80.00	14.412	11.992	12.776	10.720	7.463
2.00	82.00	14.382	12.022	12.808	10.723	7.647
0.00	82.00	13.904	12.500	13.317	10.786	7.602
2.00	84.00	13.872	12.532	13.351	10.791	7.784
0.00	84.00	13.331	13.073	13.927	10.863	7.733
2.00	86.00	13.300	13.104	13.960	10.867	7.914
0.00	86.00	12.664	13.740	14.638	10.953	7.851
2.00	88.00	12.634	13.770	14.670	10.957	8.031
0.00	88.00	11.800	14.604	15.559	11.073	7.947
2.00	90.00	11.768	14.636	15.593	11.077	8.125
0.00	90.00	10.762	15.642	16.664	11.220	8.022
2.00	92.00	10.717	15.687	16.712	11.226	8.195
0.00	92.00	9.546	16.858	17.960	11.397	8.072
2.00	94.00	9.384	17.020	18.132	11.421	8.231
0.00	94.00	7.525	18.879	20.113	11.704	8.031
2.00	96.00	7.444	18.960	20.199	11.717	8.193



SONDEO : B - 2
MUESTRA : M - 1
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : UU
 $\sigma_c = 0.80 \text{ kg/cm}^2$

DATOS GENERALES:

$D_s =$	3.601 cm	$D_o =$	3.5878 cm
$D_m =$	3.566 cm	$H_o =$	9.7155 cm
$D_i =$	3.662 cm	$A_o =$	10.1101 cm ²
$H_1 =$	9.710 cm	$\gamma_m =$	1.85122 t/m ³
$H_2 =$	9.716 cm	$\omega =$	35.77 %
$H_3 =$	9.719 cm		
$W_o =$	181.83 gr		

ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	26.741	0.000	0.000	10.110	0.000
4.00	4.00	26.629	0.112	0.115	10.122	0.395
0.00	4.00	26.510	0.231	0.238	10.134	0.395
4.00	8.00	25.951	0.790	0.813	10.193	0.785
0.00	8.00	25.806	0.935	0.962	10.208	0.784
4.00	12.00	25.364	1.377	1.417	10.255	1.170
0.00	12.00	25.191	1.550	1.595	10.274	1.168
4.00	16.00	24.853	1.888	1.943	10.310	1.552
0.00	16.00	24.649	2.092	2.153	10.333	1.549
4.00	20.00	24.372	2.369	2.438	10.363	1.930
0.00	20.00	24.159	2.582	2.658	10.386	1.926
4.00	24.00	23.929	2.812	2.894	10.411	2.305
0.00	24.00	23.689	3.052	3.141	10.438	2.299
4.00	28.00	23.496	3.245	3.340	10.459	2.677
0.00	28.00	23.236	3.505	3.608	10.488	2.670
4.00	32.00	23.093	3.648	3.755	10.505	3.046
0.00	32.00	22.818	3.923	4.038	10.535	3.037
4.00	36.00	22.613	4.128	4.249	10.559	3.410
0.00	36.00	22.276	4.465	4.596	10.597	3.397
4.00	40.00	22.099	4.642	4.778	10.617	3.767
0.00	40.00	21.716	5.025	5.172	10.662	3.752
4.00	44.00	21.623	5.118	5.268	10.672	4.123
0.00	44.00	21.252	5.489	5.650	10.715	4.106
4.00	48.00	21.174	5.567	5.730	10.725	4.476
0.00	48.00	20.783	5.958	6.132	10.771	4.457
4.00	52.00	20.705	6.036	6.213	10.780	4.824
0.00	52.00	20.325	6.416	6.604	10.825	4.804
4.00	56.00	20.264	6.477	6.667	10.832	5.170
0.00	56.00	19.844	6.897	7.099	10.883	5.146
4.00	60.00	19.782	6.959	7.163	10.890	5.510
0.00	60.00	19.289	7.452	7.670	10.950	5.479
4.00	64.00	19.350	7.391	7.607	10.943	5.849



0.00	64.00	18.821	7.920	8.152	11.007	5.814
4.00	68.00	18.756	7.985	8.219	11.015	6.173
0.00	68.00	18.147	8.594	8.846	11.091	6.131
4.00	72.00	18.091	8.650	8.903	11.098	6.488
0.00	72.00	17.586	9.155	9.423	11.162	6.451
4.00	76.00	17.517	9.224	9.494	11.171	6.804
0.00	76.00	16.898	9.843	10.131	11.250	6.756
4.00	80.00	16.837	9.904	10.194	11.258	7.106
0.00	80.00	16.183	10.558	10.867	11.343	7.053
4.00	84.00	16.092	10.649	10.961	11.355	7.398
0.00	84.00	14.985	11.756	12.100	11.502	7.303
4.00	88.00	14.911	11.830	12.176	11.512	7.644
0.00	88.00	13.348	13.393	13.785	11.727	7.504
4.00	92.00	13.164	13.577	13.975	11.752	7.828
0.00	92.00	9.366	17.375	17.884	12.312	7.472
4.00	96.00	8.743	17.998	18.525	12.409	7.736



SONDEO : B - 3
MUESTRA : M - 1
PROFUNDIDAD : N/D

PRUEBA TRIAXIAL : UU
 $\sigma_c = 1.20 \text{ kg/cm}^2$

DATOS GENERALES:

$D_s =$	3.608 cm	$D_o =$	3.5940 cm
$D_m =$	3.591 cm	$H_o =$	9.6393 cm
$D_i =$	3.592 cm	$A_o =$	10.1449 cm ²
$H_1 =$	9.593 cm	$\gamma_m =$	1.84579 t/m ³
$H_2 =$	9.649 cm	$\omega =$	36.24 %
$H_3 =$	9.647 cm		
$W_o =$	180.50 gr		

ΔP kg	P_{total} kg	MICRO mm	δ_{total} mm	ϵ %	A_{cor} cm ²	σ_{des} kg/cm ²
0.00	0.00	27.427	0.000	0.000	10.145	0.000
4.00	4.00	27.352	0.075	0.078	10.153	0.394
0.00	4.00	27.286	0.141	0.146	10.160	0.394
4.00	8.00	26.937	0.490	0.508	10.197	0.785
0.00	8.00	26.811	0.616	0.639	10.210	0.784
4.00	12.00	26.511	0.916	0.950	10.242	1.172
0.00	12.00	26.363	1.064	1.104	10.258	1.170
4.00	16.00	26.108	1.319	1.368	10.286	1.556
0.00	16.00	25.929	1.498	1.554	10.305	1.553
4.00	20.00	25.700	1.727	1.792	10.330	1.936
0.00	20.00	25.512	1.915	1.987	10.350	1.932
4.00	24.00	25.317	2.110	2.189	10.372	2.314
0.00	24.00	25.100	2.327	2.414	10.396	2.309
4.00	28.00	24.931	2.496	2.589	10.415	2.689
0.00	28.00	24.686	2.741	2.844	10.442	2.682
4.00	32.00	24.529	2.898	3.006	10.459	3.059
0.00	32.00	24.270	3.157	3.275	10.488	3.051
4.00	36.00	24.145	3.282	3.405	10.502	3.428
0.00	36.00	23.857	3.570	3.704	10.535	3.417
4.00	40.00	23.741	3.686	3.824	10.548	3.792
0.00	40.00	23.426	4.001	4.151	10.584	3.779
4.00	44.00	23.248	4.179	4.335	10.605	4.149
0.00	44.00	22.893	4.534	4.704	10.646	4.133
4.00	48.00	22.803	4.624	4.797	10.656	4.504
0.00	48.00	22.435	4.992	5.179	10.699	4.486
4.00	52.00	22.356	5.071	5.261	10.708	4.856
0.00	52.00	21.971	5.456	5.660	10.754	4.836
4.00	56.00	21.884	5.543	5.750	10.764	5.203
0.00	56.00	21.484	5.943	6.165	10.811	5.180
4.00	60.00	21.411	6.016	6.241	10.820	5.545
0.00	60.00	20.969	6.458	6.700	10.873	5.518
4.00	64.00	20.895	6.532	6.776	10.882	5.881
0.00	64.00	20.423	7.004	7.266	10.940	5.850
4.00	68.00	20.365	7.062	7.326	10.947	6.212



0.00	68.00	19.890	7.537	7.819	11.005	6.179
4.00	72.00	19.835	7.592	7.876	11.012	6.538
0.00	72.00	19.299	8.128	8.432	11.079	6.499
4.00	76.00	19.241	8.186	8.492	11.086	6.855
0.00	76.00	18.640	8.787	9.116	11.162	6.809
2.00	78.00	18.588	8.839	9.170	11.169	6.984
0.00	78.00	18.125	9.302	9.650	11.228	6.947
2.00	80.00	18.098	9.329	9.678	11.232	7.123
0.00	80.00	17.724	9.703	10.066	11.280	7.092
2.00	82.00	17.699	9.728	10.092	11.284	7.267
0.00	82.00	17.355	10.072	10.449	11.329	7.238
2.00	84.00	17.328	10.099	10.477	11.332	7.413
0.00	84.00	16.976	10.451	10.842	11.379	7.382
2.00	86.00	16.949	10.478	10.870	11.382	7.556
0.00	86.00	16.577	10.850	11.256	11.432	7.523
2.00	88.00	16.540	10.887	11.294	11.437	7.695
0.00	88.00	16.141	11.286	11.708	11.490	7.659
2.00	90.00	16.111	11.316	11.739	11.494	7.830
0.00	90.00	15.695	11.732	12.171	11.551	7.792
2.00	92.00	15.662	11.765	12.205	11.555	7.962
0.00	92.00	15.201	12.226	12.683	11.618	7.918
2.00	94.00	15.170	12.257	12.716	11.623	8.088
0.00	94.00	14.681	12.746	13.223	11.691	8.041
2.00	96.00	14.646	12.781	13.259	11.696	8.208
0.00	96.00	14.105	13.322	13.820	11.772	8.155
2.00	98.00	14.071	13.356	13.856	11.777	8.322
0.00	98.00	13.509	13.918	14.439	11.857	8.265
2.00	100.00	13.469	13.958	14.480	11.863	8.430
0.00	100.00	12.839	14.588	15.134	11.954	8.365
2.00	102.00	12.796	14.631	15.178	11.960	8.528
0.00	102.00	12.102	15.325	15.898	12.063	8.456
2.00	104.00	12.047	15.380	15.955	12.071	8.616
0.00	104.00	11.274	16.153	16.757	12.187	8.534
2.00	106.00	11.222	16.205	16.811	12.195	8.692
0.00	106.00	10.354	17.073	17.712	12.328	8.598
2.00	108.00	10.291	17.136	17.777	12.338	8.753
0.00	108.00	9.306	18.121	18.799	12.494	8.644
2.00	110.00	9.242	18.185	18.865	12.504	8.797
0.00	110.00	8.028	19.399	20.125	12.701	8.661
2.00	112.00	7.971	19.456	20.184	12.710	8.812



MUESTRA 5 ENSAYE UU

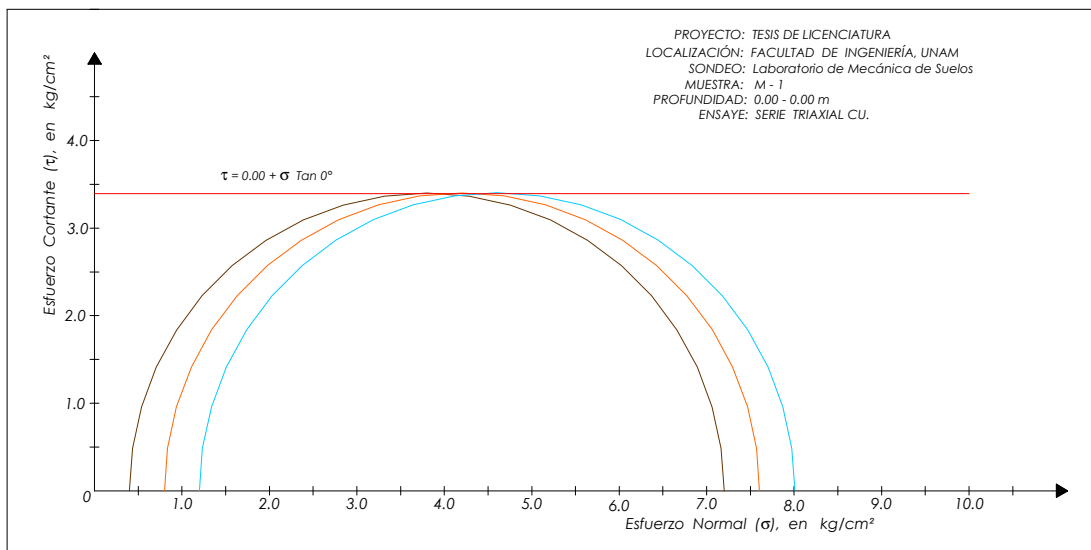
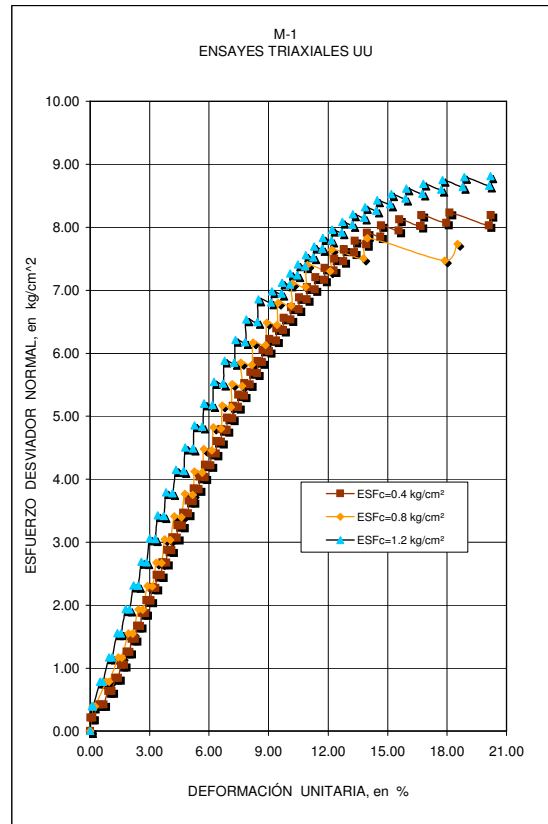


Figura 5.3. Resumen gráfico de los datos obtenidos para la muestra M-1



6. Análisis de resultados

En las figuras 5.1 se dibujaron las curvas de esfuerzo desviador normal ($\Delta\sigma_d$) y la deformación volumétrica con respecto a la deformación unitaria ε expresado en porcentaje. Para las probetas en ensayos CD el esfuerzo desviador de falla varía de 1 a 4 kg/cm², en función del confinante de 0.4 a 1.2 kg/cm², y la falla se presenta en el rango de deformación de 2 a 10%. Para las probetas en ensayo CU (figuras 5.2) el esfuerzo desviador de falla varía de 4 a 8 kg/cm², en función del confinante, y la falla se presenta en el rango de deformación de 3 a 6 %, esto para las muestras M-2 a M-4. Mientras que para las muestras M-1 y M-5 la falla se presenta en un rango de deformación de 7 a 14 % .

En los ensayos UU (figura 5.3) se obtuvo para la muestra M-1 ensayada, un esfuerzo desviador de falla que varía de 6 a 8 kg/cm², en función del confinante de 0.4 a 1.2 kg/cm², y la falla se presenta en el rango de deformación del 7 al 15%

En las curvas deformación volumétrica vs deformación unitaria obtenidas en el ensayos CD, la deformación volumétrica va disminuyendo conforme disminuye la presión confinante, esto para las muestras M-1 a M-3, esto se debe a que el agua contenida en ellos comienza a salir lentamente, lo que permite un reacomodo de las partículas sólidas del suelo.

Para las pruebas CU, se observa en las curvas, como la presión de poro del agua aumenta con la deformación unitaria hasta cierto límite, la cual después decrece y se vuelve negativa, este comportamiento se debe a que el suelo tiene una tendencia a dilatarse y el agua empieza a presentar un estado de tensión.

Siendo que en esta prueba se realiza sin drenaje, la probeta no experimenta modificación alguna de volumen.



De los tres ensayos realizados, CD, CU y UU para cada una de las muestras, se han dibujado las envolventes de Mohr-Coulomb para la falla, obteniéndose su correspondiente ley de resistencia.

Haciendo una comparación del tamaño y forma de la partícula con el ángulo de fricción interna, ϕ , obtenido y resumido en la tabla 6.1, podemos observar que para un suelo anguloso se obtiene un ángulo ϕ mayor para una prueba consolidada drenada y menor para una prueba consolidada no drenada, comparándolo con el ángulo de fricción interna efectivo, ϕ' , mientras que para un suelo con partículas redondeadas se obtuvo un ángulo de fricción menor para la prueba consolidada drenada y mayor para la prueba no drenada.

Tabla 6.1 Resultados obtenidos de la influencia de la angulosidad y de la granulometría sobre el ángulo de fricción.

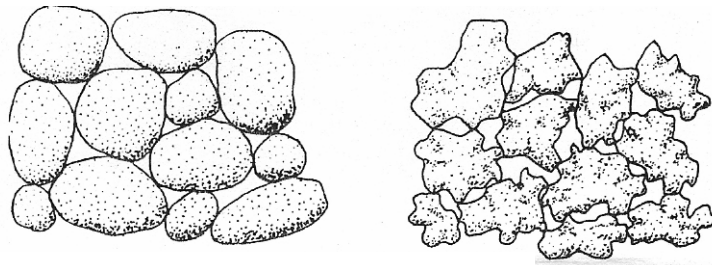
Muestra	Forma y granulometría	ϕ_{CD}	ϕ_{CU}	ϕ'_{CU}
1	Anguloso de baja esfericidad	39	36	38
2	Sub-anguloso de baja esfericidad	39	38	39
3	Sub-anguloso de baja esfericidad	38	40	35
4	Redondeado de baja esfericidad	31	35	34
5	Anguloso de baja esfericidad		30	38



CONCLUSIONES.

Como podemos observar en los resultados obtenidos para los ensayos realizados en arenas uniformes (mal graduadas) limpia de finos, se obtiene que existe una mayor resistencia en arenas con partículas angulosas que con partículas redondeadas.

Podría esperarse que las partículas angulosas encajen más perfectamente que las redondeadas y, por tanto, las arenas formadas por partículas angulosas tendrían un mayor ángulo de fricción. Los resultados correspondientes al ángulo de fricción que aparecen en la tabla 6.1 confirman esta hipótesis.



- a) granos redondeados, mala distribución del tamaño de las partículas (suelo uniforme).
- b) granos angulosos, mala distribución del tamaño de las partículas

La composición tiene una doble influencia sobre el ángulo de fricción de un suelo granular. En primer lugar influye sobre la relación de vacíos que se alcanza con una determinada energía de compactación y, en segundo lugar, modifica el ángulo de fricción correspondiente a esa relación de vacíos.

También podemos decir que los tiempos de saturación variaban en función del tamaño de la partícula, o sea por la permeabilidad, mayor tiempo en suelos con partículas finas y menor tiempo en suelos con partículas más grandes.



Resulta claro que en arenas bien graduadas existiría un mejor comportamiento ya que habrían menos espacios vacíos entre partículas y por tanto la compactación del suelo sería más resistente a la compresión, obteniendo ángulos de resistencia interna mayores que en los suelos uniformes.

Un suelo bien graduado experimenta menos roturas que un suelo uniforme de la misma granulometría ya que en el primero existen muchos contactos entre partículas y la carga por contacto es, por tanto, menor que en un suelo uniforme.

Por otra parte, en base al trabajo que se desarrolló y a las facilidades para el uso del laboratorio, se aprendió a utilizar el equipo de manera correcta para el desarrollo de las pruebas. Además se estudió y reforzó la metodología a seguir para estudiar un suelo granular, y dar inicio a un proceso de caracterización de los suelos gruesos que continuarán otros compañeros, ya que solo se estudió la fase densa.

Se implementó por primera vez en el laboratorio el tomar fotografías de las partículas de suelo, utilizando equipos de otros laboratorios para cumplir los objetivos de este trabajo.

También se observó, que es necesario el desarrollar la infraestructura para la creación de membranas propias. Las membranas son importantes ya que para suelos con partículas redondeadas y tamaño pequeño no presentaron ponchadura alguna, por otra parte, materiales angulosos o con tamaño de partícula grande, los huecos eran mayores y las ponchaduras eran frecuentes, este punto retrasó considerablemente esta investigación.

Se puede estudiar el efecto de escala al diseñar un equipo para probetas de mayor diámetro por consiguiente de partículas mayores, estaríamos hablando inclusive de gravas medias a finas.



Las pruebas realizadas fueron con esfuerzo controlado y se analizó el efecto de la deformación instantánea y diferida, de ahí la forma de las curvas esfuerzo deformación.

Por último podemos recalcar que se obtuvo un proceso de aprendizaje exponencial, lo que reforzó el conocimiento aprendido en clase y se relaciona con lo que se hace en laboratorios comerciales.



BIBLIOGRAFÍA

- RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS
Ventura Escario
J.L de Justo Alpañes
Edit. DOSSAT, 1970
- FUNDAMENTOS DE MECÁNICA DE SUELOS
Roy Whitlow
Compañía editorial continental
México, 1998
- ESTRATIGRAFÍA
Inmaculado Corrales Zarazua
Juan Rosell Sanuy
Editorial, Rueda
España 1977
- FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA
Braja M. Das
Editorial Thomson Learning
- DINÁMICA Y MECÁNICA DE SUELOS
Víctor Sánchez – Girón Renedo
Ediciones Agrotécnicas, S.L
Madrid, 1996
- RESISTENCIA COMPRESIBILIDAD DE ENROCAMIENTOS Y GRAVAS
Raúl J. Marsal
Patrocinado por secretaria de Obras Públicas
UNAM
Agosto 1972
- MECÁNICA SE SUELOS
T. William Lambe, Roberto V. Whitman
Editorial, Limusa
México 1974
- MECÁNICA DE SUELOS EN LA INGENIERÍA PRÁCTICA
Karl Terzagui, Ralph B. Peck
Editorial, EL ATENEO
España 1980
- INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES
George B. Sowers, George F. Sowers
Editorial, LIMUSA
México 1986.
- CURSOS. LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS
Facultad de ingeniería, UNAM.
México 2006



- TESIS: ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS UTILIZADOS EN EL LABORATORIO PARA EL MEJORAMIENTO DE SUELOS.
Por: Alejandro Ramírez Jiménez
Director, Ing. Héctor A. Legorreta Cuevas
México, D.F. 2003
- TESIS: ADECUACIÓN DE UN MARCO Y EQUIPO TRIAXIAL PARA PRUEBAS DE INVESTIGACIÓN CON ESFUERZO CONTROLADO
Por: Susana Velasco Matias
Director, Héctor Alfredo Legorreta Cuevas.
México, D.F. 1996
- CONCEPTOS SOBRE LA RESISTENCIA AL CORTE
http://carreras.frba.utn.edu.ar/civil/geotecnia/Resistencia_al_Corte.pdf
- IMPORTANCIA DE LA MECANICA DE SUELOS Y LA SISMO-GODINAMICA EN LA INGENIERIA CIVIL
<http://www.fundacion-ica.org.mx/COMPENDIO/37.pdf>
- PAPEL QUE REPRESENTA LA MECÁNICA DE SUELOS. ESTÁTICA. DINÁMICA. EN LA ING CIVIL
www.fundacion-ica.org.mx/COMPENDIO/34.pdf
- PAPEL QUE REPRESENTA LA MECÁNICA DE SUELOS. ESTÁTICA Y DINÁMICA. EN LA INGENIERÍA CIVIL
Dr. Leonardo Zeevaert
Conferencia Facultad de Ingeniería, UNAM
4 de diciembre de 1990
- IMPORTANCIA DE LA MECÁNICA DE SUELOS Y LA SISMO GODINÁMICA EN LA INGENIERÍA CIVIL
Dr. Leonardo Zeevaert
Conferencia para el Instituto Politécnico Nacional
26 de septiembre de 1994
- CORTE DIRECTO y ENSAYO TRIAXIAL
<http://www.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/mecanica8.htm>
- ESFUERZO Y RESISTENCIA AL CORTANTE
<http://albatros.uis.edu.co/~pagina/profesores/planta/jsuarez/publicaciones/librotaludes/documento/capitulo03/CAP03.pdf>
- www.fing.edu.uy/iet/areas/geotecnica/cursos/geol_p_ingenieria/material/clase_suelos_04_sergio.ppt