



UNIVERSIDAD
DON VASCO, A.C.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727-15

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela de Ingeniería civil

ESTUDIO DE GEOTECNIA PARA LA AMPLIACIÓN DE UNA NAVE INDUSTRIAL, PARA EMPAQUE DE FRUTA EN URUAPAN, MICHOACÁN.

Tesis

Que para obtener el título de

Ingeniero civil

Presenta:

Cynthia Danesa Hernández Ortiz

Asesor:

Ing. Anastacio Blanco Simiano

Uruapan, Michoacán, a 09 de Diciembre de 2013.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

ÍNDICE.

Introducción.

Antecedentes	1
Planteamiento del problema	3
Objetivo general	4
Pregunta de investigación	4
Justificación	5
Marco de referencia	7

Capítulo 1.- Origen y características del suelo.

1.1. Concepto de suelo	9
1.1.1. Agentes Físicos y químicos de suelos	10
1.1.2. Suelos residuales y transportados	12
1.1.3. Minerales constitutivos de los suelos gruesos	12
1.1.4. Minerales constitutivos de las arcillas	13
1.2. Fases del suelos, símbolos y definiciones	15
1.2.1. Relaciones de pesos y volúmenes	17
1.2.2. Relaciones fundamentales.	17
1.3. Forma de las partículas minerales	18

1.3.1. Peso específico relativo	20
1.3.2. Estructuración de los suelos	21
1.3.3. Estructura simple	22
1.3.4. Estructura panaloide	23
1.3.5. Estructura floculenta	24
1.3.6. Estructuras compuestas	25
1.3.7. Estructura de castillo de naipes	27
1.3.8. Estructura dispersa	28

Capítulo 2.- Características físicas, clasificación e identificación de suelos.

2.1. Algunas características físicas	29
2.1.1. Peso volumétrico	29
2.1.2. Densidad	30
2.1.3. Densidad absoluta relativa de un material fino	31
2.1.4. Tensión superficial	33
2.1.5. Granulometría	33
2.1.6. Pruebas granulométricas	34
2.1.7. Escalas de tamaños y la curva granulométrica	35

2.1.8. Tamaño efectivo y uniformidad	37
2.1.9. Forma de las partículas	38
2.2. Características de suelos y rocas	41
2.2.1. Plasticidad de suelos	46
2.2.2. Identificación y descripción de los suelos	50
2.2.3. Resistencia de un suelo	51
2.2.4. Compacidad	51
2.2.5. Compresibilidad	52
2.2.6. Permeabilidad	52
2.2.7. Color	53
2.2.8. Composición	53
2.2.9. Estructura del suelo	54
2.3. Clasificación de suelos	55
2.3.1. Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)	56
2.4. Consolidación	59

Capítulo 3.- Resistencia al corte en los suelos.

3.1. Esfuerzos en una masa de suelo	66
3.2. Resistencia del suelo al esfuerzo cortante	69
3.3. Tensiones internas	72
3.4. Determinación del esfuerzo de corte	75
3.5. Curva de resistencia intrínseca	77
3.6. Ensayos de corte	83
3.7. Prueba de compresión triaxial no confinada.	87
3.8. Preparación de probetas	89
3.9. Gráfica de resultados de pruebas triaxiales	90

Capítulo 4.- Obtención de muestras.

4.1. Muestras alteradas e inalteradas	92
4.2. Profundidad de las perforaciones	98
4.3. Perfil de suelos.	99
4.4. Secado, disgregación y cuarteo de muestras alteradas	100

Capítulo 5.- Resumen de macro y micro localización.

5.1. Generalidades	102
5.2. Hidrografía y clima	103
5.3. Resumen ejecutivo	104
5.4. Entorno geográfico	105
5.5. Informe fotográfico del lugar	106
5.6. Estudios realizados	107

Capítulo 6.- Análisis e interpretación de resultados.

6.1. Método empleado	108
6.2. Enfoque de la investigación	109
6.3. Alcance de la investigación	109
6.4. Diseño de la investigación	110
6.5. Instrumentos de recopilación de datos	110
6.6. Descripción del proceso de investigación	111
6.7. Análisis e interpretación de resultados	112

Conclusión 141

Bibliografía 144

Anexos.

INTRODUCCIÓN.

Antecedentes.

El conocer el comportamiento y tipo de suelos utilizados en el proceso constructivo de una obra, ha tomado mayor importancia conforme pasa el tiempo debido a que existe gran variedad de ellos y, por tal motivo, es indispensable el conocimiento y origen de los mismos.

De acuerdo con Crespo Villalaz (2004), desde la antigüedad los romanos, chinos, egipcios y mayas, tomaban demasiado interés en la construcción de obras de tierra y sobre tierra.

Dicho lo anterior, el ingeniero civil busca calidad, seguridad y economía al ejecutar una obra y, debido a la incertidumbre que puede llegar a tener ante esta situación, se basa en una serie de pruebas realizadas en laboratorio a las cuales se somete una o varias muestras de suelo, obteniendo de esta manera la descripción y datos de sus características, tomando en cuenta a corto y a largo plazo, problemas que puedan originarse durante los procesos constructivos y de operación.

La mecánica de suelos comprende estudios minuciosos que despejan varias interrogantes que existen ante las sollicitaciones a las que está expuesto el suelo. Así pues, la definición de la mecánica de suelos es la siguiente: “La Mecánica de Suelos es la aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o descomposición

química de las rocas, independientemente de que tengan o no contenido de materia orgánica”. (Juárez Badillo; 2005:28)

Para entender más a fondo la aplicación del estudio de la mecánica de suelos, se desarrolla el presente proyecto de tesis donde se involucran algunas definiciones e investigación de campo, por lo que se espera sea un complemento en la consulta de información del lector.

En la biblioteca de la Universidad Don Vasco A. C. se encuentran algunas tesis relacionadas con este tema, tal es el caso de la que lleva por título “Pruebas de laboratorio de mecánica de suelos”, del autor Alvaro Terrazas S. en la que se manifiesta la importancia en la realización de las pruebas de laboratorio, para conocer las características de un suelo y los efectos que provocan en la ejecución del proyecto de una obra civil.

Otra tesis encontrada es la que se titula “Análisis descriptivo de los errores más frecuentes en pruebas de laboratorio de mecánica de suelos. Caso: comunidad de San Lorenzo”, realizada por el autor Miguel Bonaparte Quezada en la que se expone como en el desarrollo de la pruebas de laboratorio el ser humano no se encuentra exento de cometer un error, arrojando resultados falsos de las características del suelo.

Planteamiento del problema.

La producción de aguacate en el Estado de Michoacán es una de las principales actividades económicas, por tal motivo su exportación dentro y fuera del país es importante.

Debido a que la demanda de esta fruta es cada vez es más fuerte, Calavo de México, S.A de C.V., empresa importante dedicada al empaque en su planta ubicada en la Ciudad de Uruapan, Michoacán; ha optado por extenderse implementando mejoras de equipamiento logrando mayor competitividad en el mercado, aumento de producción en la capacidad de embalaje y, por consiguiente, la satisfacción a las exigencias de los productores en cuanto al cuidado y transporte seguro de mercancías se refiere, para que posteriormente el cliente adquiera el producto en condiciones aptas para su consumo.

El garantizar un buen proceso constructivo en la extensión de la planta de embalaje es fundamental para prevenir entorpecimientos y gastos innecesarios, además de brindar seguridad en el desarrollo de la obra, lo que depende en gran medida de saber las condiciones del suelo sobre las que se desplantará la nave industrial, por ello surge la necesidad de evaluar por medio de un estudio el análisis de las propiedades físicas y mecánicas del suelo, donde intervienen factores positivos o negativos para determinar la calidad de materiales así como la capacidad de carga transmitida y probables asentamientos.

Por otra parte, es importante registrar las técnicas y procedimientos aplicados en el muestreo del suelo con el fin de que la información tenga veracidad.

¿Cuáles son las propiedades así como las características que se toman en cuenta y, cuáles son los procedimientos de análisis que se llevan cabo en el estudio del suelo en cuestión?

Objetivo general.

Determinar por medio del análisis de las pruebas de laboratorio, la capacidad de carga del suelo cuando éste es sometido a las sollicitaciones de la ampliación de una nave industrial, la cual se pretende construir en las instalaciones de la empresa Calavo de México, S.A. de C.V., ubicada en la ciudad de Uruapan, Mich.

Objetivos particulares.

- 1) Definir qué es un suelo.
- 2) Señalar el procedimiento para la toma de muestra.
- 3) Identificar y clasificar el suelo del lugar.

Pregunta de investigación.

Puntualizando la preocupación por saber si cualquier terreno puede sostener una edificación ha sido razón de estudio en el campo de la construcción; a nuestros días tal estudio mantiene cierto auge por las ventajas que proporciona al conocer el tipo de suelo y la prevención de problemas afines que ayudan en el proceso de toma

de decisiones. ¿Cómo se realiza un estudio de geotecnia y cuál es la capacidad de carga del suelo del terreno, en el cual se desplantará la ampliación de la nave industrial de la empresa Calavo de México, S.A. de C.V.?

Justificación.

El interés de la presente investigación está basado principalmente en la realización de la mecánica de suelos, beneficiando directamente al constructor encargado del desarrollo del proyecto de la ampliación de la nave industrial, dicho estudio lleva consigo un procedimiento de análisis que permite establecer la identificación y caracterización del suelo del lugar de manera razonable.

El estudio se enfoca en demostrar que el conocimiento teórico y práctico de las propiedades físicas y mecánicas del suelo es necesario para el comienzo de una edificación, facilitando la realización de las tareas brindando seguridad y confianza de la misma y garantizando cumplir con los objetivos, ya que es un estudio que a pesar de haberse considerado para todo tipo de construcción, los resultados generados son diferentes en cada caso debido a que los suelos son variables dependiendo la zona o región donde se desarrolle el proyecto.

De igual manera también se beneficia la comunidad de ingeniería civil en general, porque además de ser un instrumento de consulta para la solución de problemas con características similares, servirá como antecedente para ser utilizada posteriormente como información documental, que requiera en su momento ser

actualizada o de lo contrario, comparar con un tema relacionado con el fin de enriquecer su contenido.

Marco de referencia.

La empaedora Calavo de México, S.A de C.V, se encuentra ubicada en el libramiento oriente de la ciudad de Uruapan que pertenece al Estado de Michoacán, con las siguientes colindancias geográficas: 19° 25' de latitud Norte y 102° 03' Oeste, a una altura de 1602 m. sobre el nivel del mar. Limita al Norte con Charapan, Paracho y Nahuatzen, al Este con Tingambato, Ziracuaretiro y Taretan, al Sur con Gabriel Zamora y al Oeste con Nuevo Parangaricutiro, Peribán y Los Reyes.

La empresa es reconocida mundialmente, por lo que sigue creciendo en volumen y tiene su sede en Santa Paula, California, en donde se emplean más de 500 personas. Con la celebración del 80 aniversario de su fundación, la planta ubicada en Uruapan, Michoacán, tuvo su apertura en el año 2004, cuenta con una superficie de 90,000 pies cuadrados y se encuentra entre los lugares que destacan con mayor productividad.

La empresa Calavo de México S.A. de C.V se vale de dos unidades principales de negocio que son: aguacate fresco y productos procesados que abastecen a mayoristas, minoristas, distribuidores y operadores de servicios alimenticios e industriales.

En la planta de Uruapan, Calavo de México S.A. de C.V. cuenta con alta tecnología llamada ultra-alta presión (UHP), que permite ofrecer productos de casi 100 tipos de guacamole que se fabrican con sabores y propiedades distintas.

La primera carga de aguacate que Calavo de México, S.A. de C.V. envió a China fue en el año 2005 y representa un gran potencial, debido a que es un país con una población de más de mil millones de personas.

CAPÍTULO 1

ORIGEN Y CARACTERÍSTICAS DEL SUELO.

Durante el desarrollo de este capítulo se definirán algunos conceptos que facilitarán la comprensión de temas generales relacionados con el suelo, es decir, se describirá su origen, su formación y sus características teóricas las cuales determinarán las propiedades físicas y mecánicas que ayudarán a conocer su estructura y comportamiento. Los aspectos a determinar anteriormente mencionados son de gran importancia, ya que en la naturaleza existe gran variedad de suelos y cada vez se descubren más que hasta la fecha no ha sido posible abarcar todas sus variables.

1.1. Concepto de suelo.

El término suelo se define de varias maneras debido a que el interés que le da cada profesionalista, difiere en gran medida de los usos dados dentro del campo de acción donde se desempeña el trabajo. Un geólogo considera que el suelo es todo material intemperizado y que es producto de descomposición y desintegración de la roca. Un agrónomo describe al suelo como una capa superficial de la corteza que tiene la capacidad de dar vida vegetal. Un ingeniero civil define al suelo como partículas, producto de desintegración mecánica y descomposición química de las rocas.

“Suelo representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. Quedan excluidas de la definición las rocas sanas ígneas o metamórficas y los depósitos sedimentarios altamente cementados, que no se ablanden o desintegren rápidamente por acción de la intemperie”. (Juárez Badillo; 2005:34)

1.1.1. Agentes físicos y químicos de suelos.

Como agentes físicos se conocen:

- El sol, es un agente que actúa sobre las rocas provocando la expansión y a su vez esfuerzos muy fuertes que producen el rompimiento y desprendimiento de la capa superficial. A dicho proceso se le llama exfoliación y actúa de diferente forma en cada localidad donde influye la altura sobre el nivel del mar y las épocas del año para cada tipo de roca.
- El agua, es uno de los elementos de erosión que al estar en movimiento provoca el choque entre rocas angulosas, esta acción hace que se origine un cambio en la forma de las rocas haciéndolas redondas. Por efecto de la lluvia el agua tiende a entrar por las grietas de las rocas que al congelarse actúa como una especie de fractura que hace que la desintegración de la roca se efectúe en un lapso de tiempo menor. Las olas del mar de igual manera son un factor importante que influye en la erosión.

- El viento, causa erosión cuando existe arrastre de arenas. Los taludes de constitución arenosa al ser golpeados con el viento desprenden partículas que posteriormente son arrastradas.
- Los glaciares, son conocidos como depósitos de hielos y tienen lugar en las altas montañas donde se produce una gran acción abrasiva así como el transporte de materiales de la superficie de la Tierra.

Los agentes físicos carecen de capacidad de reducir fragmentos rocosos a tamaños individuales de 0.01 mm. la desintegración a tamaños menores de 0.01 mm. sólo se logra por medio de procesos químicos.

Como agentes químicos se conocen:

- La oxidación, tiene dos principales factores que la generan el agua de lluvia al hacer contacto con la roca y el oxígeno del aire que al presentarse humedad dan paso a una reacción química que producen el fenómeno. Especialmente si el hierro se presenta en las rocas.
- La carbonatación, es efectuada en rocas que contienen fierro, calcio, magnesio, sodio o potasio con el ataque de ácido carbónico.
- La hidratación, se manifiesta al combinar un cuerpo con agua teniendo como resultado hidratos, es decir, compuestos químicos que contienen agua. Al absorber el agua y combinarse químicamente dan lugar a la formación de nuevos minerales.

De acuerdo con Crespo Villalaz (2004), dentro del campo de la ingeniería los agentes anteriormente descritos son conocidos como meteorización que son los

cambios superficiales que se presentan en las rocas por acción de agentes atmosféricos, y alteración cuando las rocas manifiestan cambios internos en forma de hidratación formando nuevos minerales en su constitución pétreo y que conservan su individualidad, así como su identificación geológica. A través de la meteorización y alteración se originan los suelos inorgánicos.

1.1.2. Suelos residuales y transportados.

Los suelos se dividen en residuales y transportados, los primeros se refieren a los suelos que permanecen en el lugar de origen donde se llevó a cabo el efecto de intemperización, y los últimos se definen como los suelos que son removidos o depositados en lugares diferentes al de su origen sin importar que estos tengan relación alguna con otros estratos.

Los agentes de transporte de los suelos son diversos entre los cuales predominan el agua, el viento, los glaciares y las fuerzas de gravedad, algunas veces dichos agentes actúan en conjunto.

1.1.3. Minerales constitutivos de los suelos gruesos.

Según Juárez Badillo (2005), un mineral es identificado como una sustancia natural e inorgánica que cuenta con una estructura interna formada específicamente por átomos e iones. Dentro de las propiedades físicas es de interés tomar en cuenta: color, lustre, cristalización, dureza, tenacidad, tonalidad de las raspaduras, densidad relativa, forma de fractura y disposición de planos de cruceo, y la capacidad para permitir el paso de ondas y radiaciones. Las propiedades físicas así como su composición química, suelen ser fijas o variables bajo límites establecidos. En el

mineral la estructura atómicomolecular es el factor de mayor importancia ya que es un condicionante de las propiedades físicas.

Los suelos de partículas gruesas contienen minerales como silicatos, feldespato, micas, olivino, serpentina; óxidos en los que principalmente se distinguen el cuarzo, la limonita, la magnetita y el corindón; carbonatos como la calcita y la dolomita y sulfatos que representan la anhidrita y el yeso.

El comportamiento hidráulico y mecánico de los suelos gruesos se rige por la compacidad y orientación de las partículas, por lo cual resulta secundario el conocimiento de su constitución mineralógica.

1.1.4. Minerales constitutivos de las arcillas.

Según Juárez Badillo (2005), el producto final de los agentes de descomposición química de los suelos son las arcillas y se componen principalmente por silicatos hidratados; en algunos casos suelen presentarse silicatos de magnesio, hierro u otros metales de igual manera hidratados. La mayoría de las veces estos minerales cuentan con una estructura cristalina definida, que consisten en láminas atómicas divididas en dos tipos:

- a) Láminas silícicas, que son compuestas por un átomo de silicio y que a su vez lo rodean cuatro de oxígeno formando un tetraedro, agrupándose en unidades hexagonales, un átomo de oxígeno tiene la función de unir dos tetraedros. La repetición indefinida de las unidades hexagonales, dan lugar a una redícula laminar.

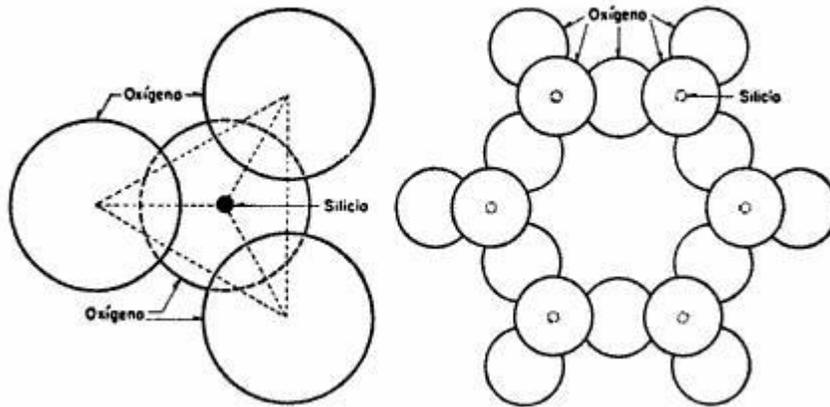


Figura 1.1.- Esquema de la estructura de la lámina silícica. (Juárez Badillo; 2005:38).

b) Láminas alumínicas, están compuestas por retículas de octaedros que cuentan con un átomo de aluminio al centro rodeados de seis de oxígeno, en este caso de igual manera el oxígeno es la unión entre cada dos octaedros vecinos y así se forma la retícula.

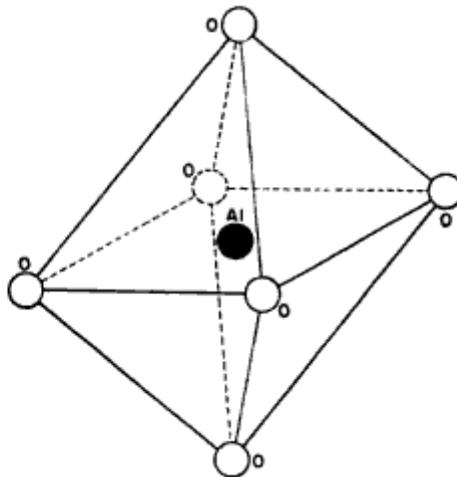


Figura 1.2.- Esquema de la estructura de la lámina alumínica. (Juárez Badillo; 2005:39).

Existen tres grandes grupos de minerales de arcilla, tomando en cuenta la estructura reticular:

- a) Las caolinitas, las cuales se forman por una lámina silícica y una lámina alumínica. La penetración de moléculas de agua en las retículas no es permitida debido a que actúa como una barrera resistente al unirse, es por ello que las arcillas caoliníticas se mantienen estables al contacto con el agua.
- b) Las montmorilonitas, que están formadas por una lámina alumínica entre dos silícicas. A diferencia de las arcillas anteriores, la barrera que se produce en la unión de las retículas es poco resistente y por este motivo, las moléculas de agua permiten el paso fácilmente y por consecuencia se consideran inestables, ya que las fuerzas eléctricas que se generan son bipolares.
- c) La ilitas, en estas la formación estructural es igual que las montmorilonitas a excepción de que internamente tienden a formar grumos de materia, por lo que existe menor exposición al agua y por consiguiente son menos expansivas.

1.2. Fases del suelo, símbolos y definiciones.

El suelo puede encontrarse en tres estados o fases de la materia: la sólida que se refiere a los minerales por los que se compone el suelo; la líquida por lo general la más conocida es el agua, estas dos fases mencionadas se toman en cuenta en el volumen de vacíos; y la gaseosa que es donde interviene más comúnmente el aire, esta última se involucra en el volumen de los sólidos.

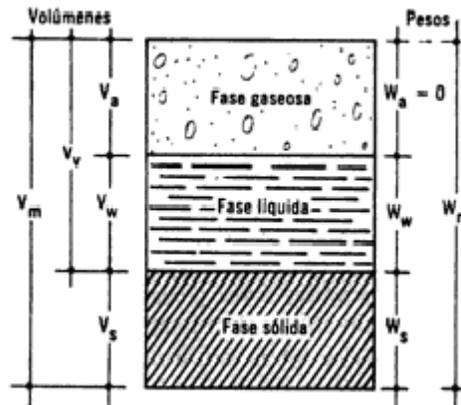


Figura 1.3.- Esquema de una muestra de suelo indicando los símbolos usados. (Juárez Badillo; 2005:52).

Donde:

V_m = Volumen total de la muestra del suelo (volumen de la masa).

V_s = Volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de los sólidos).

V_v = Volumen de los vacíos de la muestra del suelo (volumen de vacíos).

V_w = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra (volumen de agua).

V_a = Volumen de la fase gaseosa de la muestra (volumen de aire).

W_m = Peso total de la muestra del suelo (peso de la masa).

W_s = Peso de la fase sólida de la muestra de suelo (peso de los sólidos).

W_w = Peso de la fase líquida de la muestra (peso del agua).

W_a = Peso de la fase gaseosa de la muestra, nulo en mecánica de suelos.

Gran cantidad de suelos saturados se encuentran bajo el nivel freático, un suelo totalmente saturado se identifica cuando sus todos sus vacíos contienen agua; las fases que intervienen en este tipo de suelos son la sólida y la líquida.

1.2.1. Relaciones de pesos y volúmenes.

El peso específico es necesario en la mecánica de suelos, es la relación que existe entre el peso de la sustancia y el volumen.

γ_0 = Es el peso específico que simboliza el agua destilada a 4° C y con una presión atmosférica que corresponde al nivel del mar.

γ_w = Símbolo del peso específico que corresponde al agua en condiciones reales de trabajo. La variación con γ_0 es mínima y en ocasiones se les considera iguales.

γ_m = Es el peso específico de la masa del suelo:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

γ_s = peso específico que corresponde a la fase sólida del suelo:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

1.2.2. Relaciones fundamentales.

Para el manejo adecuado y comprensión de las propiedades mecánicas de los suelos, es indispensable conocer el significado de las siguientes relaciones:

- a) Relación de vacíos de un suelo, es la relación entre el volumen de vacíos y el de sólidos.

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

- b) Porosidad de un suelo, es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de la masa. Expresada en porcentaje.

$$n (\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100$$

c) Grado de saturación, es la relación entre el volumen de agua que tiene el suelo y el volumen de sus vacíos. Se expresa en porcentaje.

$$G\omega (\%) = \frac{U\omega}{Uv} \times 100$$

d) Contenido de agua, es la relación entre el peso del agua contenida y el peso de la fase sólida del suelo. Se expresa en porcentaje.

$$\omega (\%) = \frac{W\omega}{W_s} \times 100$$

1.3. Forma de las partículas minerales.

De acuerdo con Juárez Badillo (2005), en el comportamiento mecánico del suelo la forma de las partículas minerales es una de las características que juega un papel muy importante.

En los suelos gruesos la forma es equidimensional y es causada por los agentes mecánicos desintegradores y en algunos casos muy esporádicos por descomposición química. La forma equidimensional tiene variaciones decreciente por efectos de los agentes mecánicos los cuales actúan sobre el suelo dependiendo del tiempo e intensidad:

a) La forma redonda es la esférica que se encuentra en arenas de río, arenas eólicas de grano fino y en formaciones de playa. Cabe hacer notar que en las arenas de río abundan formas subredondeadas y subangulosas, estas partículas no llegan a ser arrastradas por lo tanto, no sufren el efecto de abrasión o de rodamiento por tratarse de tamaños pequeños facilitándoles así mantenerse en suspensión.

- b) La forma angulosa adquiere formas que cuenta con aristas y vértices aguzados, son conocidas en arenas residuales, arenas marinas y arenas volcánicas la presentación de dicha forma suele ser en partículas cristalizadas.
- c) La forma subangulosa se percibe cuando las aristas y vértices anteriores se redondean por efectos de rodado y abrasión mecánica.
- d) La forma subredondeada se obtiene cuando las partículas de forma subangulosa experimentan procesos intensos de erosión.

En los suelos finos las partículas suelen ser de formas aplastada, en los minerales de arcilla se presentan en mayor parte la forma laminada y otra parte muy pequeña tiene forma acicular. Las características que diferencian son las siguientes:

- a) La forma laminar se destaca porque tiene dos dimensiones mayores a la tercera y se presenta con más frecuencia en los minerales de arcillas.
- b) La forma acicular por el contrario de la forma laminar, cuenta con una partícula de dimensión mayor que las otras dos. Este tipo de partículas es muy raro encontrarlo.

El tamaño y forma de las partículas es un aspecto determinante en las propiedades mecánicas como la compresibilidad. Para comprobar lo anterior se realiza un experimento que consiste en llenar dos probetas de 1,000 cm³, una con arena y otra con escamas de mica de tamaño análogo, al aplicarle presión a la arena con un pistón la compresión resulta ser pequeña que es inapreciable, al aplicar la misma presión a la mica se hace notar que se producen reducciones volumétricas hasta de un 80%.

En un suelo la reducción de volúmenes se logra con la aplicación de presión estática, por vibración o por la combinación de estos. Al aplicarle vibración a la probeta de arena la compresión volumétrica puede llegar hasta un 10%, a diferencia con la presión estática que no fue apreciable. En lo que corresponde a las escamas de mica la vibración es notable, pero menor en comparación con la presión estática.

Al añadir una pequeña cantidad de escamas de mica a la arena le dará a ésta características de compresibilidad al someterla a carga estática, que es incrementada notablemente. Terzaghi fue de la opinión de que la proporción de partículas laminares en el suelo es la causa fundamental de la variación observada en el comportamiento de los mismos en cuanto a compresibilidad se refiere.

La compresibilidad de las muestras de arena y mica al estar saturadas y con un tirante de agua sobre ellas no serán afectadas, pero si las muestras se encuentran solamente húmedas y con alguna parte de vacíos llenos de aire, la vibración tiende a ser menos efectiva, se puede decir que las vibraciones bruscas hacen que el volumen de las arenas aumente.

1.3.1. Peso específico relativo.

De acuerdo con Juárez Badillo (2004), el peso específico relativo de la mayoría de las partículas minerales constituyentes de un suelo varía entre límites estrechos de 2.60 a 2.90.

Para poner un ejemplo, el peso específico del cuarzo es 2.67 y el del feldespato es 2.6. En suelos con abundante hierro, puede llegar a 3. En suelos como la turba se ha llegado a encontrar valores de 1.5, por el contenido de materia orgánica. Los minerales de arcilla que constituyen la fracción coloidal del suelo llegan

a tener un peso específico promedio donde se comprenden valores entre 2.80 y 2.90. En arcillas volcánicas del Valle de México se encuentran valores más bajos entre 2.2 y 2.6.

Normalmente en un suelo real los minerales de fracciones muy fina y coloidal tienen peso específico relativo mayor que los minerales de la fracción gruesa. En la práctica se puede determinar en laboratorio el valor promedio del peso específico relativo de la materia sólida.

1.3.2. Estructuración de los suelos.

“Un suelo nunca es un mero agregado desprovisto de organización; antes al contrario, sus partículas de disponen siempre en forma organizada, siguiendo algunas leyes fijas y según la acción de fuerzas naturales susceptibles de análisis”. (Juárez Badillo; 2005:78)

En los suelos formados por partículas grandes como las gravas y arenas intervienen fuerzas que forman su estructura, donde los efectos son simples de calificar y se verifica a simple vista.

Según Juárez Badillo (2005), en los suelos que se forman por partículas muy pequeñas como los limos y arcillas intervienen fuerzas más complejas en el proceso de estructuración, solo una parte de ellas pueden ser verificables por métodos indirectos aun en la etapa de desarrollo. Las estructuras resultantes de los suelos así como los mecanismos de estructuración siguen siendo materia de hipótesis.

1.3.3. Estructura simple.

Se produce cuando las fuerzas de campo gravitacional predominan en las partículas de los suelos de grano grueso como gravas y arenas limpias, tales partículas se acomodan unas sobre otras y cada una posee varios puntos de apoyo.

El comportamiento mecánico e hidráulico de esta estructura está definido por dos características:

- a) La compactación es el grado de acomodación que alcanzan las partículas del suelo dejando a su vez algunos vacíos entre ellas.

En el caso de suelos muy compactos las partículas sólidas tienden acomodarse fácilmente, así mismo, al aplicarle carga la capacidad de deformación será pequeña.

Por el contrario al tratarse de suelos poco compactos, el grado de acomodación resultará menor y el volumen de vacíos así como la capacidad de carga serán mayores. La representación de una estructura simple del conjunto de esferas iguales se muestra a continuación:

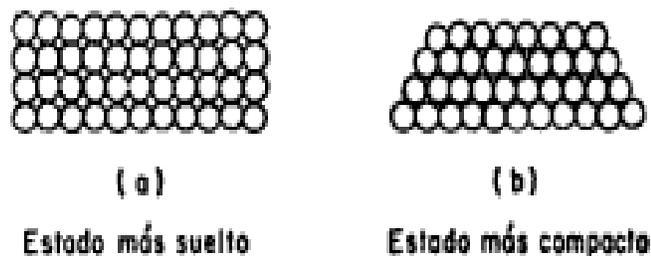


Figura 1.4.- Compactación de un conjunto de esferas iguales. (Juárez Badillo, 2005:79).

La compacidad de un manto de estructura simple se mide con la siguiente relación empírica que introdujo Terzaghi, se determina en laboratorio y es llamada compacidad relativa:

$$Cr(\%) = \frac{e \text{ máx.} - e \text{ nat.}}{e \text{ máx.} - e \text{ mín.}}$$

Donde:

e máx. = Relación de vacíos correspondiente al estado más suelto del suelo.

e mín. = Relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del mismo.

e nat. = Relación de vacíos de la muestra en estado natural.

- a) La orientación de las partículas de arena sedimentadas en agua, es tanto más pronunciada cuanto más se aparta su forma de la esférica, esta orientación produce principalmente una muy distinta permeabilidad del suelo, según que el flujo del agua sea normal o paralelo a la dirección de orientación; el efecto aumenta notablemente si el suelo contiene un porcentaje apreciable de partículas laminares. Aun en arenas naturales con formas prácticamente equidimensionales el efecto de la orientación sobre la permeabilidad es apreciable.

1.3.4. Estructura panaloide.

Básicamente se presenta en partículas que corresponden a suelos de grano pequeño, que son depositados en un medio continuo como puede ser el agua y aire. Por efectos de gravitación dichas partículas tienden a sedimentarse, por ser de masa pequeña existen otras fuerzas de magnitud comparable, es decir que la partícula durante el transcurso hacia el fondo del depósito puede llegar a encontrarse con otra

partícula ya depositada y tocarla, produciendo una fuerza de adherencia entre las dos ocasionando la neutralización de peso deteniéndola y así impidiendo que complete su carrera; posteriormente una tercer partícula puede unirse haciendo que el conjunto de ellas llegue a formar una celda, con cantidad importante de vacíos formando un panal. Las fuerzas de adherencia que son la causa de tales estructuras son superficiales. Lo anterior se ilustra con la siguiente imagen:

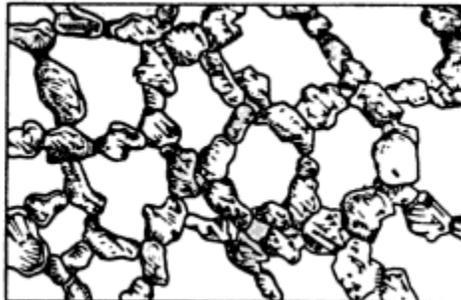


Figura 1.5.- Esquema de una estructura panaloide. (Juárez Badillo; 2005:82).

1.3.5. Estructura floculenta.

Al llevarse a cabo la sedimentación de partículas la probabilidad de que exista contacto entre ellas es muy común, cuando dos partículas de diámetro menor a 0.02 mm se tocan producen una fuerte adherencia provocando que se sedimenten juntas, así la unión de otras partículas más, llegan a formar grumos que son estructuras parecidas a un panal.

Cuando llegan al fondo estos grumos forman al mismo tiempo panales y de esta manera las bóvedas de los mismos son formadas por dichos grumos. La estructura formada es llamada floculenta o panaloide de orden superior, es muy blanda y suelta además contiene un gran volumen de vacíos.

Existen partículas menores de 0.0002 mm. que pueden permanecer en suspensión indefinidamente, son consideradas como coloides porque el peso no tiene mayor influencia en estas comparadas con partículas que desarrollan fuerzas eléctricas negativas. Cuando dos partículas con estas características se acercan se repelen y tienden nuevamente a alejarse, al mismo tiempo el agua impide la precipitación y todo ello da como resultado un movimiento rápido en zigzag el cual se conoce como browniano. En consecuencia de dicho mecanismo las partículas coloidales del suelo en suspensión nunca serán sedimentadas.

La unión de los flóculos forman panales que son depositados conjuntamente, cuando llegan al fondo se forman nuevos panales que dan lugar a una formación de estructura floculenta. El peso aumenta por la sedimentación continua expulsando agua haciendo que se consoliden aún más; al ocurrir esto las partículas y grumos tienden a acercarse entre sí, alcanzando resistencias de gran importancia.

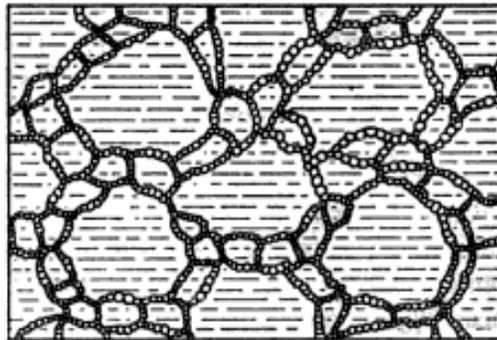


Figura 1.6.- Esquema de estructura floculenta. (Juárez Badillo; 2005:83).

1.3.6. Estructuras compuestas.

En el proceso de la sedimentación las estructuras se presentan en diferentes tipos y tamaños, rara vez se presentan en estado puro. Las estructuras compuestas

se presentan constituidas por granos gruesos y masas coloidales de flóculos que producen nexos entre ellos.

La siguiente imagen muestra una estructura que se forma por la sedimentación de partículas gruesas y finas de manera simultánea. Puede ser apreciable en agua de mar o en los lagos que contienen sales debido a factores como el arrastre de vientos, entre otros que dan lugar al efecto floculante de las sales.

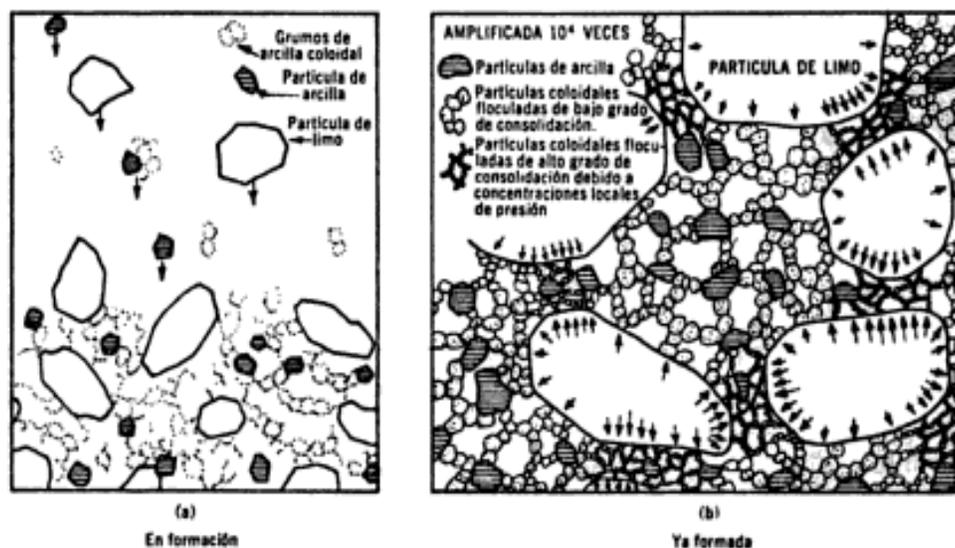


Figura 1.7.- Esquema de una estructura compuesta. (Juárez Badillo; 2005:83).

Al acumularse sedimentos arriba de un cierto nivel, las capas inferiores se consolidan por el peso ejercido. Las partículas más gruesas se aproximan y ocasionan que la arcilla flocculada entre ellas disminuya de volumen; la compresión de la arcilla resulta ser mayor entre los granos más gruesos debido al confinamiento por lo que es importante que no exista flujo lateral de la masa en esa zona. Este procedimiento crea una liga arcillosa coloidal altamente consolidada que define la capacidad del esqueleto para soportar cargas, estas ligas se someten a presiones

mucho mayores que el promedio de la masa del suelo, en comparación con la arcilla con la que se llenan los vacíos del esqueleto, que se mantiene blanda y suelta con presiones mucho menores.

1.3.7. Estructura en castillo de naipes.

Algunos investigadores como Goldschmidt y Lambe tienen una idea diferente respecto al origen de la estructura floculenta y la estructura resultante; señalan que la forma laminar de los minerales de arcilla es fundamental en la estructura que resulta para suelos finos.

Se han realizado investigaciones en partículas de caolinitas, ilitas y montmorilonitas donde se ha podido demostrar que la longitud es del mismo orden de magnitud que su ancho, la variación de espesor es de 1/100 en las montmorilonitas, en las caolinitas de 1/10 y en el caso de las ilitas adoptan una posición intermedia. Al obtener estos datos se estima la superficie específica de las partículas, en las caolinitas es el orden de 10, en las ilitas 80 y en las montmorilonitas de 800, considerados en metros cuadrados de área superficial por gramo de peso. Estas cifras son de gran importancia considerando la acción de las fuerzas superficiales como un factor el cual interviene en la estructuración, tal factor es posible que pueda llegar a ser determinante.

La partícula de suelo posee carga negativa y es posible decir que en sus aristas se presenta una concentración de carga positiva, es por ello que exista atracción con la superficie de partículas vecinas. En este caso aplica la consideración de que el suelo cuenta con un importante volumen de vacíos, así como la consolidación de zonas bajas debido al peso de capas suprayacentes.

A continuación se presenta una figura, representando una estructura propuesta por los investigadores anteriormente mencionados, que corresponde al castillo de naipes o estructura floculada.

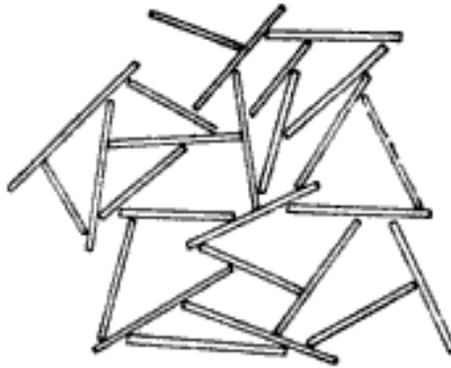


Figura 1.8.- Estructura de “castillo de naipes”. (Juárez Badillo; 2005:85).

1.3.8. Estructura dispersa.

Basado en hipótesis de investigaciones, la estructura de castillo de naipes puede presentarse en casos reales aunque no es la más estable; esto es debido a que al llegar a presentarse perturbaciones disminuyen los ángulos entre las diferentes láminas del material, actuando entre las partículas presiones osmóticas inversamente proporcionales al espacio entre ellas. El resultado de las presiones osmóticas es la separación de partículas.

CAPÍTULO 2

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, CLASIFICACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS.

Ligado a lo expuesto en el capítulo anterior, otro factor importante para tomar en cuenta en el estudio de mecánica de suelos es conocer las características físicas, la clasificación y determinación de los suelos, de esta manera se puede conocer con que material se estará trabajando durante la ejecución de una obra; así como las limitantes y mejoras que se podrían implementar en lo sucesivo, ya que no todos los suelos se presentan en la naturaleza de la misma forma.

2.1. Algunas características físicas.

2.1.1. Peso volumétrico.

Según Crespo Villalaz (2004), al peso de un suelo contenido en una unidad de volumen se le conoce como peso volumétrico (γ) expresado en kg/m^3 y, se le denomina peso volumétrico seco y suelto de un suelo (γ_d $\gamma_{s.s}$) al peso volumétrico que aparenta, el peso se toma del mismo suelo cuarteado y secado en horno; el peso volumétrico aparente se considera al volumen de vacíos que forman parte de un suelo. El peso volumétrico seco suelto se determina colocando dentro de un recipiente de peso conocido el suelo ya cuarteado y seco, se llena y se enrasa sin compactarlo, posteriormente se pesa y se resta el peso del recipiente obteniendo así

el peso del material, al dividir entre el volumen del recipiente se obtiene el peso volumétrico seco y suelto del suelo ($\gamma_{s.s}$).

2.1.2. Densidad.

De acuerdo con Crespo Villalaz (2004), se le denomina densidad absoluta a la masa de un cuerpo, la cual contiene una unidad de volumen esto es sin tomar en cuenta sus vacíos; al incluir los vacíos se toma otra definición que se le conoce como densidad aparente. Así pues que al hablar de la densidad relativa de un sólido, se entiende como la relación de su densidad de dicho sólido a la densidad absoluta del agua destilada a la temperatura de 4°C. Es decir que, “en un suelo la densidad relativa del mismo se define como la relación de la densidad absoluta o aparente promedio, de las partículas que constituyen el suelo, a la densidad absoluta del agua destilada a 4°C, que tiene un valor de 1 g/cm³”(Crespo Villalaz; 2004:42).

Lo anterior se expresa de la siguiente manera:

$$\text{Densidad absoluta} = D_a = \frac{P_s}{V_s}$$

$$\text{Densidad aparente} = D'_a = \frac{P_s}{V_t}$$

$$\text{Densidad relativa} = D_r = \frac{D_a}{D_w}; \text{ o bien } D_r = \frac{D'_a}{D_w}$$

Donde:

P_s = Peso de la partícula sólida en gramos.

V_s = Volumen de sólidos en cm^3 .

V_t = Volumen de sólidos más volumen de huecos en cm^3 .

D_w = Densidad absoluta del agua destilada a temperatura de 4°C , tiene valor de 1 g/cm^3 .

La densidad relativa aparente se determina cuando en su mayoría se trata de materiales con partículas de grano grueso, y a los materiales con gran cantidad de partículas de grano fino se les determina la densidad relativa absoluta.

2.1.3. Densidad absoluta relativa de un material fino.

Es la que se necesita principalmente para determinar la curva de saturación teórica en la prueba de compactación proctor, así como en la determinación de los porcentajes de arena, limo y arcilla, que es material que pasa por la malla No. 40. Para obtenerla se lleva a cabo lo siguiente:

Se llena un matraz de 500 cm^3 con agua destilada hasta el aforo, posteriormente se pesa y se registra el peso como P_{ma} ; después se vacía el matraz hasta la mitad y se introduce 100 g de material totalmente seco que ya haya sido pasado por la malla No. 40. Hecho lo anterior se extrae el aire atrapado durante una hora en el proceso de ebullición; luego el matraz se introduce en un tanque de enfriamiento y se completa con agua el volumen faltante sin sacar del tanque, hasta que llega a una temperatura de 20°C aproximadamente. Después de esto se saca el matraz del tanque de enfriamiento y se registra nuevamente el peso P_{mas} y se procede a los cálculos.

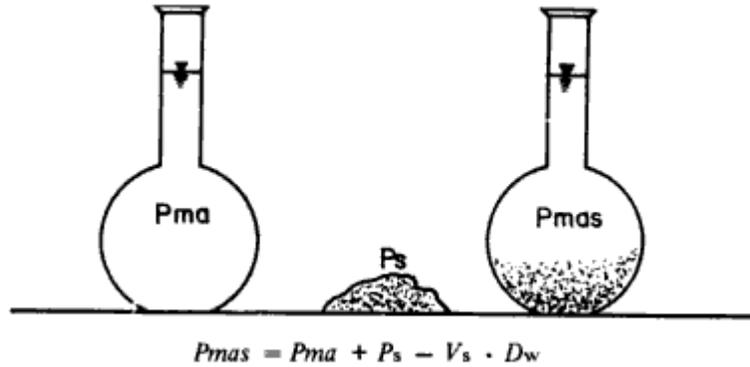


Figura 2.1.- Material fino contenido dentro del matraz (Crespo Villalaz; 2004:44).

Definiendo:

$$V_s = \frac{P_s}{D_a}, \text{ y reemplazando:}$$

$$P_{mas} = P_{ma} + P_s - \frac{P_s}{D_a} \cdot D_w$$

Es decir:

$$\frac{P_s}{D_a} \cdot D_w = P_{ma} + P_s - P_{mas}$$

Por lo tanto:

$$D_a = \frac{P_s \cdot D_w}{P_{ma} + P_s - P_{mas}}, \text{ y}$$

$$D_r = \frac{P_s}{P_{ma} + P_s - P_{mas}}$$

Generalmente los valores para D_r para arenas es 2.65 y para arcillas 2.70.

2.1.4. Tensión superficial.

La humedad en los suelos y la rocas porosas, se hace notar cuando los granos se encuentran cubiertos de una película de agua adsorbida y cuando los poros o vacíos, se encuentran contenidos de agua parcialmente que es donde la humedad llega a ser discontinua, lo que forma cuñas entre los granos adyacentes además de una película de humedad a su alrededor; por otro lado si los poros del suelo se encuentran contenidos por agua en su totalidad, con esto se entiende que el suelo se encuentra saturado y con humedad discontinua.

“La superficie de separación entre el aire y el agua en los poros, es particularmente importante. La atracción molecular del agua está desequilibrada en esta superficie de separación y da lugar a la tensión superficial, que es una fuerza que actúa paralelamente a la superficie del agua y en todas direcciones, similar a la tracción que se produce en una membrana de goma cuando se le estira fuertemente” (Gordon A. Fletcher; 1982:123).

2.1.5. Granulometría.

Según Gordon A. Fletcher (1982), la variedad de tamaños de las partículas de los suelos que existe en la naturaleza resulta ilimitada, definiendo a los granos mayores como los que se pueden mover con la mano; a lo contrario con las partículas finas que son demasiado pequeñas que ni siquiera pueden ser percibidas con un microscopio corriente. La meteorización mecánica produce un tipo de

partículas que no siempre son diámetros menores a 0.001 mm. y generalmente son mayores; el proceso de trituración natural no es muy efectivo, los granos pequeños tienden a escapar entrando en los huecos de los granos más grandes. Los productos de meteorización química incluyen a los óxidos de hierro y los minerales arcillosos, que son cristales que se presentan algunas veces con diámetros mayores que 0.005 mm, dichos cristales son por lo general mucho más finos.

“El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso sirve para discernir sobre la influencia que pueden tener en la densidad del material compactado. El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad en porciento de los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo” (Crespo Villalaz; 2004:45).

2.1.6. Pruebas granulométricas.

Para clasificar el tamaño de las partículas de un suelo existen dos métodos de prueba; como tamaño se entiende al diámetro indivisible al aplicar una fuerza moderada. El primer método es el de cribado que se usa para la clasificación de granos gruesos, donde se emplean tamices calibrados con aberturas que varían de 10.16 cm hasta 0.074 mm; en tamices con aberturas pequeñas no se realiza el ensayo de suelos; cuando aumenta la finura del suelo se emplea un segundo método llamado de sedimentación, que está basado en partículas que entre más finas sean tardan más tiempo en asentarse cuando se depositan en agua. Al tratarse de partículas menores a 0.0005 mm, los resultados no suelen ser satisfactorios, debido

a que se mantienen indefinidamente en suspensión a causa de la agitación molecular.

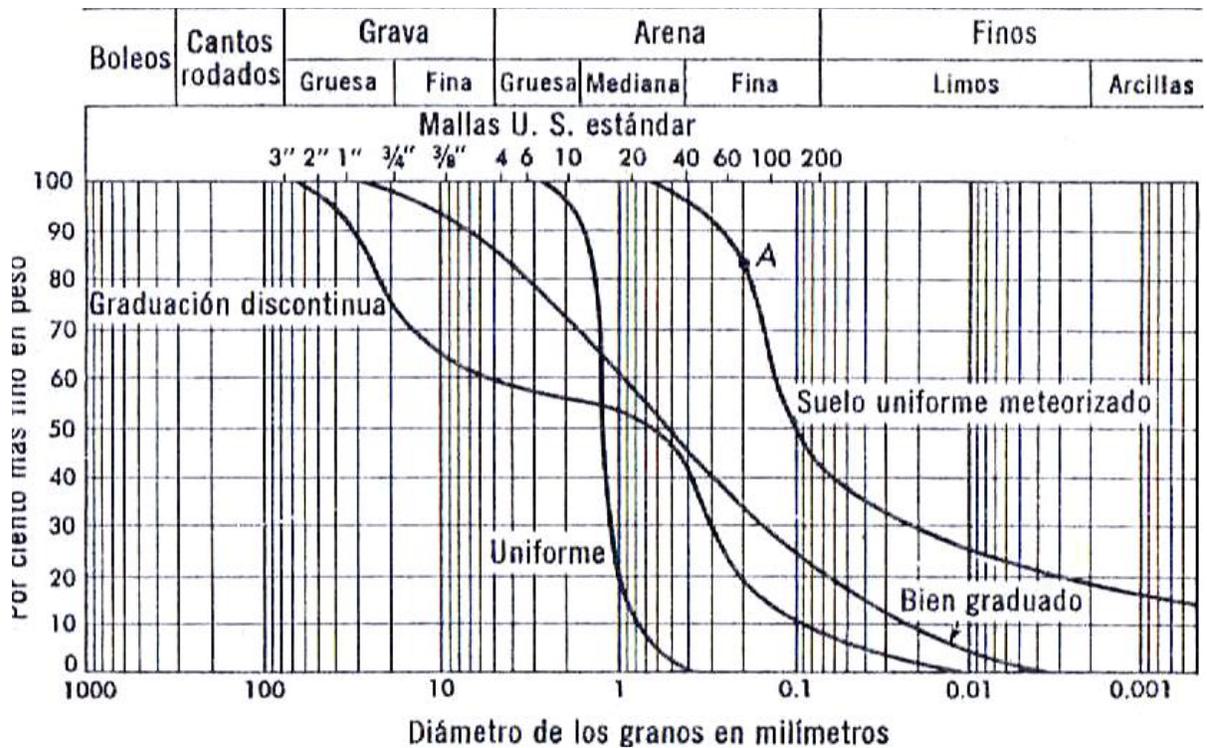
No.	E. U. de A. diámetro (mm)	No.	Inglaterra diámetro (mm)	No.	Métrico diámetro (mm)
4	4.76	5	3.36	5,000	5.00
6	3.36	8	2.06	3,000	3.00
10	2.00	12	1.41	2,000	2.00
20	0.84	18	0.85	1,500	1.50
40	0.42	25	0.60	1,000	1.00
60	0.25	36	0.42	500	0.50
100	0.149	60	0.25	300	0.30
200	0.074	100	0.15	150	0.15
		200	0.076	75	0.075

Tabla 2.1.- Tamaño de las aberturas de los tamices normales. (Gordon A. Fletcher; 1982:42).

2.1.7. Escalas de tamaños y la curva granulométrica.

De acuerdo con Gordon A. Fletcher (1982), existe gran variedad de tamaños en los granos de suelo, algunos científicos e ingenieros se han dado a la tarea de buscar una escala de tamaños que dividen en secciones dicha escala; hasta la fecha se han propuesto varias y ninguna ha sido mejor que la otra. En la escala ASTM (American Society for Testing and Materials) se describe que: las gravas se clasifican como las partículas más gruesas que corresponden a todos los granos mayores que el tamiz No. 4, las arenas se denominan como todas las partículas menores que el tamiz No. 4 y que sean mayores del No. 200 y por último los finos son los granos que son menores que el tamiz No. 200; así mismo que los granos finos se subdividen en limos, cuando las partículas son mayores de 0.002 mm y en arcillas cuando en este

caso son menores que 0.002 mm. Cabe mencionar que la arcilla no se clasifica por el tamaño de las partículas, ya que existen suelos más finos que 0.002 mm, los cuales no contienen arcillas y en algunos otros casos los granos de minerales arcillosos son mayores de 0.002 mm.



Gráfica 2.1.- Composición granulométrica de un suelo. (Gordon A. Fletcher; 1982:43).

Se le llama curva granulométrica a la línea que une todos los puntos que representan la composición granulométrica de un suelo; la forma que llega a adoptar la curva tiene como función indicar la relación de los tamaños granulares del suelo:

- a) Suelo uniforme, representado por una curva empinada la cual indica que los granos del suelo son casi del mismo tamaño.

- b) Suelo de buena graduación, cuando la curva es suave e indica que existen grandes variaciones en el tamaño de los granos.
- c) Suelo de graduación incompleta, en esta se dejan ver inflexiones en la curva indicando que el suelo está compuesto por de dos o más suelos uniformes.
- d) Suelo uniforme meteorizado, es cuando se presenta una curva empinada en la sección correspondiente a la arena, la cual se hace larga y aplanada en la sección de finos, indicando así, que el suelo se formó de una forma original por meteorización mecánica y que posteriormente fue alterada químicamente.

2.1.8. Tamaño efectivo y uniformidad.

Allen Hazen propuso un coeficiente de uniformidad del suelo que es antiguo pero muy útil y está definido por la relación:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

El tamaño efectivo de los granos es el tamaño correspondiente al 10% en la curva granulométrica acumulativa y es conocido como D_{10} . Los suelos con C_u menor que 4 son considerados como uniformes y los suelos con C_u mayor que 6 se consideran como bien graduados, siempre y cuando la curva granulométrica se presente suave y simétrica.

Para definir la graduación del suelo se utiliza también un coeficiente de curvatura el cual tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados con la siguiente expresión:

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

2.1.9. Forma de las partículas.

Según Gordon A. Fletcher (1982), es de gran importancia conocer la forma de las partículas de un suelo en lo que se refiere al comportamiento de un suelo. La forma de los granos del suelo pueden ser granos redondeados, granos laminares o escamosos y granos aciculares.

- Forma redondeada, se define esta forma cuando las partículas del suelo como el largo, el ancho y espesor tienen la misma magnitud. Estos granos redondeados se forman por la desintegración mecánica de las rocas y minerales que puede ser por precipitación y por acción volcánica; la cualidad de este tipo de granos es que se comportan como ladrillos sueltos o como piedra triturada, soportando cargas estáticas pesadas con poca deformación en especial cuando los granos son angulosos. Tienen dos características significativas:
- La esfericidad, que está definida por las diferencias entre el largo L, ancho B, y el espesor H. La esfericidad toma en cuenta la relación con la facilidad para manipular los suelos o rocas fracturadas, la capacidad para que permanezcan

estables cuando estos son sometidos a choques y la resistencia a la rotura causada por la acción de las cargas, ya que por este tipo de efectos se desplazan fácilmente. Al ser mayor la esfericidad y menor la planiformidad o en su caso alargamiento, es menor la probabilidad que las partículas lleguen a desmenuzarse en partículas menores ante la acción de cargas.

- Angulosidad o redondez R , que mide la agudeza de los vértices de las partículas del suelo. Generalmente la angulosidad de las partículas del suelo se mide describiendo cualitativamente, como se muestra a continuación:

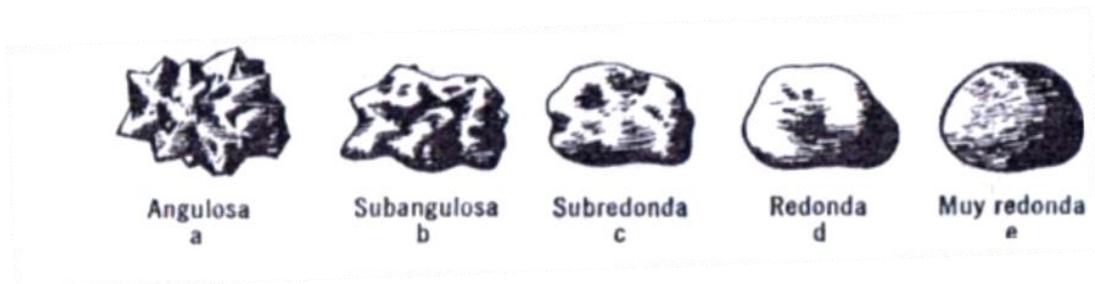


Figura 2.2.- Redondez de las partículas. (Gordon A. Fletcher; 1982:46).

Se les llama angulosas a las partículas que se formaron por efectos de trituración o molido de las rocas; al suavizarse las aristas afiladas se definen como subangulosas; cuando el área entre aristas se suavizan y los vértices tienden a desgastarse se llega a lo que se llama partícula subredonda, toman forma redonda cuando sus irregularidades se encuentran suavizadas, aunque aún se llega a notar su forma original y se dice que son muy redondas, cuando su forma original desaparece por completo.

La influencia de la angulosidad en el comportamiento de las partículas es importante, ya que por efectos de las cargas los vértices angulosos se rompen y trituran, resistiendo el desplazamiento; por el contrario las partículas redondas más

lisas tienen menor resistencia al desplazamiento y así mismo menor probabilidad de que sean trituradas.

- a) Forma laminar, cuentan con una esfericidad muy baja y son finas lo cual no quiere decir que son alargadas, en cuanto a las dimensiones relativas se refiere pueden parecer hojas de papel; estas partículas se forman por medio de la meteorización mecánica o desintegración de las micas y comúnmente las partículas son de minerales arcillosos. Los suelos que se componen con este tipo de granos tienden a ser comprimidos y deformarse fácilmente por efecto de cargas estáticas, sin embargo en efectos como choque y vibraciones son relativamente estables.
- b) Forma acicular, se caracterizan por ser partículas demasiado alargadas y se encuentran en depósitos de coral y en arcillas atapulgíticas; son elásticas y bajo los efectos de las cargas suelen romperse con facilidad.

2.2. Características de suelos y rocas.

Para George B. Sowers (1993):

- a) Lechos rocosos. Se refiere a materiales duros, la excavación de estos se hace por medio de explosivos; dentro de las rocas más duras se pueden encontrar las ígneas como granito, basalto, diorita, volcánicas, entre otros materiales que fueron formados por efecto del enfriamiento del material fundido, el cual se encuentra bajo el manto de la tierra y que por el contrario, las rocas más blandas se encuentran en la superficie del suelo, son de gran desempeño dentro de la construcción.
- b) Formaciones sedimentarias. Las rocas sedimentarias se presentan con diferentes espesores, se caracterizan por ser blandas y en algunos casos resultan ser moderadamente duras o muy duras, son rocosas formadas por capas de partículas de arena, limo o arcilla depositadas en láminas en el fondo de los mares o lagos; con el transcurso del tiempo las capas alternas de los suelos se afirmaron clasificándose como roca arenisca, pizarra, esquisto o arcilla esquistosa.

Al tratarse de material original como conchas marinas y materiales calcáreos, pueden ser consolidados y modificados para formar roca caliza y arrecifes coralinos; dicha roca caliza puede llegar a ser relativamente fuerte pero soluble. En su gran mayoría las formaciones calcáreas se encuentran sueltas, por lo que se trituran con facilidad resultando peligrosas.

- c) Rocas metamórficas. Este tipo de rocas anteriormente pudieron ser ígneas o sedimentarias las cuales se modificaron; comúnmente se conoce dentro de este tipo el gneiss, la pizarra y el esquisto, se caracterizan por ser duras, se fraccionan en pedazos pequeños y sus planos de clivaje se encuentran bien desarrollados.
- d) Arena. La clasificación de los suelos de arena se basa en el tamaño de las partículas y en función de la forma que tienen, angular, subangular y redondeada; la arena no solo se considera como un material apto para la construcción, sino que además los suelos arenosos son adecuados para apoyar cimentaciones, ya que tiene menor probabilidad que haya asentamientos no planeados. Solo en algunos casos suele haber problemas por la presencia de agua, tal es el caso en los depósitos que se encuentran muy cerca del mar o de los ríos causando deslaves por debajo de las cimentaciones; otra causa es debida a la ascensión del agua por el flujo artesiano entre otros casos, creando inestabilidad en el suelo, a este tipo de depósito se le denomina arenas movedizas.

En suelos arenosos el agua circula a través de ellos y se entiende que si existe retención del flujo, es causa de que se tiene una mezcla de materiales más finos que taponan la arena; esta al estar cerrada en su parte inferior por suelos como limo o arcilla produce que se estanque el agua, nombrándole a este fenómeno agua endicada o aislada.

Al hacer una excavación en arena se presenta inestabilidad, tienden a desplomarse porque el material se encuentra en estado seco, al humedecerla se logra que pueda sostenerse por un lapso breve de tiempo.

- e) Limo. El limo es un suelo formado por fragmentos de roca molida que es inorgánica, este se deposita por medio de las corrientes de agua en las llanuras donde se presentan inundaciones o alrededor de los lagos; aunque el limo se presenta comúnmente suelto y húmedo, en general si un terrón se forma por un material limoso se puede desmenuzarse fácilmente con la mano, teniendo una consistencia seca y polvorienta.

Un suelo limoso tiene la capacidad de retener agua, al encontrarse húmedo se mantiene blando similar a una masa y, si se encuentra saturado el agua se conduce visiblemente a la superficie; comúnmente el limo es encontrado mezclado con arena fina o mediana, a esta mezcla se le denomina mezcla sucia. Para las cimentaciones el limo no es recomendable como material para construcción, solo si este es comprimido o endurecido formando rocas limosas o se encuentra desecado, es fácil de comprimir ante cargas ligeras de cimentación provocando asentamientos.

Resulta a menudo difícil trabajar con material limoso en la construcción de terraplenes compactados, por el motivo de que no se mezcla bien o porque se desmenuza fácilmente cuando se seca, otro factor es que cede a la influencia de los equipos de compactación. El comportamiento de los limos es parecido al de las arcillas.

f) Arcilla. Los suelos arcillosos están compuestos por partículas de roca demasiado finas de forma redonda, plana, de aguja, entre otras y, tienen la característica de mantenerse duras e imposible de romper con la mano, contienen una cantidad de agua de 10 al 50% por peso; la arcilla puede ser moldeada y amasada al ser mojada manteniendo sus partículas unidas, también posee tensión superficial actuando como pegamento ligero. Cuando carece de agua se deseca contrayéndose y resquebrajándose produciendo un suelo muy duro.

Existe una variación en las arcillas que van desde muy blandos a muy firmes, este último representa un buen material de cimentación con la desventaja de que al absorber agua se dilata elevando las cimentaciones y aumentando la presión en los muros. Cuando se necesita realizar una excavación en suelos arcillosos no se tienen problemas de estabilidad, porque se mantienen relativamente firmes aunque estos tengan pendientes pronunciadas o paredes altas.

g) Mezclas de arena, limo y arcilla. Generalmente las mezclas de dos o más suelos son muy comunes como lo son, arena y limo, limo y arcilla o la mezcla de los tres, de este modo sus características cambian proporcionando un suelo más firme cuando se mezcla arena con diferentes porcentajes de limo y arcilla; logrando así que la permeabilidad disminuya cuando se requiere que el material sea apropiado para recubrimientos de depósitos de agua. Se dice que un suelo está bien graduado cuando contiene granos grandes, medianos y

finos, por el contrario si, contiene partículas de un sólo tamaño se dice que están mal graduado.

- h) Lodo. Se le llama lodo a todo limo, arcilla o a la mezcla de estos dos materiales que contienen gran cantidad de agua; las cuales pueden contener algunas veces materia orgánica. Cuando la arena se mezcla con limo o arcilla con demasiada agua también se le denomina lodo. Cualquiera de las mezclas anteriores al secarse llegan a contraerse y agrietarse visiblemente.
- i) Turba. El suelo llamado turba se llega a encontrar en bosques, pantanos, pastos densos y en otros lugares con mucha vegetación, se producen por la acumulación de materiales orgánicos muertos que se ubican sobre el terreno o debajo del agua, formando materiales orgánicos en descomposición, su color café o negro los caracteriza además de que contienen cantidades diversas de tierra; tienen alta compresibilidad lo cual es una desventaja empleado como material para terraplenes. Las materias orgánicas en descomposición llegan a producir gas metano o también llamado gas de los pantanos, resultando peligroso cuando se acumula en los pozos de registros o bajo las losas del suelo.
- j) Adobe. Se le llama así a algunos tipos de arcillas de consistencia grasa o pegajosa, las cuales absorben agua por lo que se hinchan, al secarse se contraen y se agrietan; este tipo de suelos se encuentran en estados del suroeste y el sur central de Estados Unidos donde hay climas secos. Causa grandes daños en estructuras, pavimentos, banquetas, etc; por la acción que tiene al dilatarse haciendo que los pavimentos y cimientos se eleven y desciendan en diferentes estaciones del año.

- k) Caliche. El caliche se encuentra por lo general en zonas desérticas con índices altos de evaporación, este tipo de suelos contienen algunos compuestos químicos; al presentarse la evaporación subsuperficial se depositan productos químicos en las capas superiores del suelo. Los suelos de caliche pueden ser muy duros como la piedra caliza blanda y resulta difícil la excavación, otros son moderadamente duros.
- l) Tepetate. Se trata de un suelo que ha sido compactado y llegado a ser muy duro, a causa de la consolidación bajo cargas muy grandes, como por ejemplo a algún glaciar muy antiguo. Existen otros procesos de compactación como puede ser el cementado natural de una capa de suelo, lo que lo hace un buen material para las cimentaciones.

2.2.1. Plasticidad de los suelos.

Cuando se trabaja con materiales, en este caso con los suelos, es necesario el saber identificar y clasificar dichos suelos permitiendo conocer el comportamiento y sus propiedades al primer contacto con ellos; la plasticidad es una de las propiedades de los suelos que ayuda a obtener información preliminar principalmente en la etapa de inicio de un proyecto, para posteriormente elaborar pruebas de laboratorio.

“Dentro de los límites del sentido que se da al término en la Mecánica de Suelos, plasticidad puede definirse como la propiedad de un material por la que es

capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse” (Rico Rodriguez; 2005:27).

De acuerdo con Alfonso Rico Rodriguez (2005), Atterberg descubrió que los suelos gruesos no tienen propiedades plásticas y que en los suelos finos no se presentan de manera constante, sólo bajo algunas circunstancias relacionadas con el contenido de agua. A continuación se citan los estados de consistencia de un suelo plástico, estos no tienen determinada cierta frontera; son fases por las que pasa el suelo al disminuir su humedad y que fueron definidos por Atterberg:

- Estado líquido, se refiere a que las propiedades aparentan estar en suspensión.
- Estado semilíquido, cuando las propiedades adquieren una consistencia de un fluido viscoso.
- Estado plástico, es el estado en el que el suelo se comporta plásticamente.
- Estado semisólido, al presentarse aparentemente sólido y aun así llega a disminuir en volumen si se continúa secando.
- Estado sólido, se define como el estado donde el suelo ya no puede tener variación de volumen aún con el secado.

Más tarde Arthur Casagrande buscó la forma de redefinir los parámetros anteriores que en la actualidad siguen vigentes, basados en una técnica realizada en laboratorio que consiste en la colocación de una muestra de suelo en la copa de Casagrande, misma a la que se le hace una ranura con ciertas dimensiones

especificadas; acto seguido al darle 25 golpes se observa si la ranura se cierra y la forma en que se cierra:

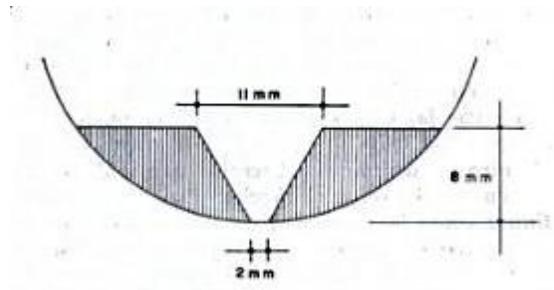


Figura 2.3.- Dimensión de la ranura en la copa de Casagrande. (Rico Rodríguez; 2005:28).

“Todos los límites de consistencia se determinan empleando suelo que pase la malla No. 40. La diferencia entre los valores del límite líquido (L.L.) y del límite plástico (L.P) da el llamado Índice Plástico (I.P.) del suelo. Los límites líquido y plástico dependen de la cantidad y tipo de arcilla del suelo, pero el índice plástico depende generalmente de la cantidad de arcilla” (Crespo Villalaz; 2004:69).

- Límite líquido, con relación a su contenido de agua es el que se produce al cerrarse la ranura exactamente a los 25 golpes.
- Estado semilíquido, se considera cuando el contenido de agua es mayor, provocando que la ranura realizada se cierre con menor número de golpes.

Estado plástico, está definido como la menor cantidad de agua contenida en el suelo, produciendo que la ranura se cierre con mayor número de golpes.

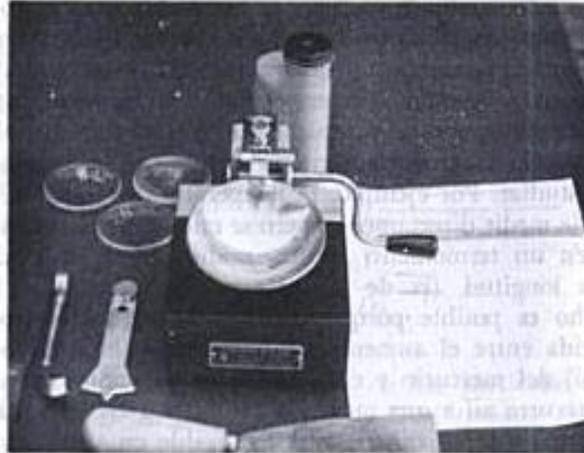


Figura 2.4.- Copa de Casagrande. (Rico Rodríguez; 2005:28).

- Límite plástico, mismo que existe como frontera entre el estado plástico y el semisólido del suelo, este se determina también en función de su contenido de agua a través de una prueba que consiste en rolar entre las palmas de la mano un cilindro formado por el suelo, si este llega a agrietarse y desmoronarse al tiempo que se obtiene un diámetro de 3 mm se dice que el suelo se encuentra en el límite plástico.

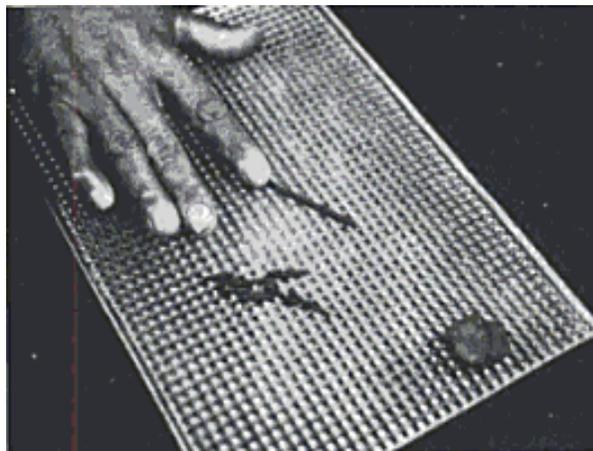


Figura 2.5.- Prueba del límite plástico. (Rico Rodríguez; 2005:29).

- Índice plástico, para la determinación de este parámetro se necesita tomar en cuenta dos parámetros más: el límite líquido o el límite plástico; ayuda a medir de manera muy clara el intervalo plástico del suelo.

$$I_p = LL - LP$$

- Límite de contracción, se refiere al contenido de agua abajo cuando el volumen del suelo ya no disminuye al secarse; adquiere cambios que son visibles como el color que va desde un tono más oscuro a claro, debido a la retracción de los meniscos del agua hacia el interior de la masa, experimenta un cambio físico que resulta ser significativo.

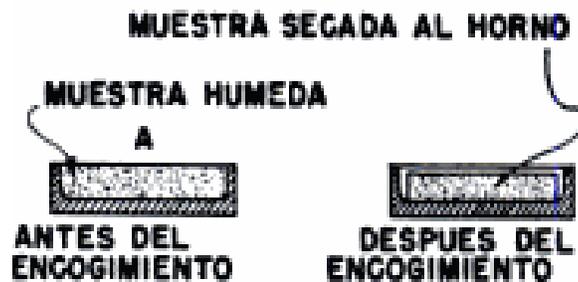


Figura 2.6-. Muestra secada al horno. (Crespo Villalaz; 2005:81).

2.2.2. Identificación y descripción de los suelos.

De acuerdo con Gordon A. Fletcher (1982), las propiedades de un suelo pueden llegar a ser estimadas en campo por el ingeniero, examinando cuidadosamente pequeñas muestras de suelo; sin embargo para ser más precisas se requiere determinar por medio de ensayos en laboratorio.

2.2.3. Resistencia de un suelo.

Se trata de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos inalterados, la cual es necesaria para conocer diferentes problemas; en este caso se entiende por resistencia, a la resistencia a compresión sin confinamiento que se comprende por la presión necesaria para poder comprimir entre los dedos una muestra inalterada. Por otro lado se considera que el suelo es frágil cuando presenta una falla bruscamente con una pequeña deformación, elástico si tiene características a la de una goma, friable si se desmorona con facilidad y susceptible al perder resistencia al reamasarse.

Término usado	Resistencia a compresión sin confinar (según Terzaghi y Peck) ^{2: 13}	Ensayo de campo (Según Cooling, Skempton y Glossop) ^{2: 14}
Muy blando	0-0.25 kg/cm ²	Se escurre entre los dedos al cerrar la mano
Blando	0.25-0.50	Se amasa fácilmente con los dedos
Firme	0.50-1.00	Se amasa con fuerte presión de los dedos
Resistente	1.00-1.50	Se deprime con fuerte presión de los dedos
Muy resistente	1.50-2.00	Se deprime ligeramente con la presión de los dedos
Duro	2.00 o más	Se hiende ligeramente con la punta del lápiz

Tabla 2.2.- Resistencia del suelo. (Gordon A. Fletcher; 1982:108).

2.2.4. Compacidad.

Tiene gran importancia para los suelos cohesivos, siendo el resultado de la comparación de la relación de vacíos real del suelo, con la variación de la relación de vacíos del suelo en cuestión que pasa del estado suelto al compacto; al penetrar en el suelo una barra de acero se aprecia la facilidad con que logra entrar.

Término usado	Compacidad relativa	Ensayo de campo
Suelta	0-50%	Una barra de acero de 12.5 mm ($\frac{1}{2}$ plg) de diámetro penetra fácilmente empujada con la mano
Firme	50-70	Una barra de acero de 12.5 mm ($\frac{1}{2}$ plg) de diámetro penetra fácilmente hincada con un martillo de 2.3 kg (5 lb)
Compacta	70-90	Una barra de acero de 12.5 mm ($\frac{1}{2}$ plg) penetra 30 cm (1 pie) hincada con un martillo de 2.3 kg (5 lb)
Muy compacta	90-100	Una barra de acero de 12.5 mm ($\frac{1}{2}$ plg) penetra sólo unos centímetros hincada con un martillo de 2.3 kg (5 lb)

Tabla 2.3.- Compacidad del suelo. (Gordon A. Fletcher; 1982:108).

2.2.5. Compresibilidad.

Este tipo de propiedad solo se puede obtener por medio de ensayos de laboratorio, o ayudándose de acuerdo al límite líquido y la relación de vacíos.

2.2.6. Permeabilidad.

La permeabilidad se basa en la presencia de poros en un suelo, que sirven como conductos pequeños irregulares por los que fluye el agua, los cuales se encuentran intercomunicados. Puede determinarse a través de ensayos directos realizados en laboratorio y en campo.

2.2.7. Color.

El color de los suelos no es más que un indicador que resulta importante dentro de otras propiedades; a manera de ejemplo: al tener suelos con matices amarillos y rojos indica la fuerte meteorización del suelo, por el motivo de que los colores están en los óxidos de hierro, cuando se trata de un color castaño verdoso oscuro, indica la presencia de materia orgánica y en otro de los casos cuando al hacer una excavación, se descubre un estrato diferente por el cambio de color que puede llegar a tener propiedades diferentes. Para efectos prácticos en algunos casos para personas de poca experiencia en la mecánica de suelos, el indicador de color es muy usual para la identificación de suelos.

2.2.8. Composición.

La composición se basa en identificar las diferentes características del suelo de manera visual como, el tamaño de los granos que define el tamaño de las partículas usando la siguiente tabla:

Nombre	Límites de tamaño	Ejemplo vulgar
Boleo	305 mm (12 plg) o mayores	Mayor que una pelota de balón-cesto
Canto rodado	76 mm (3 plg) a 305 mm (12 plg)	Toronja
Grava gruesa	19 mm (¾ plg) a 76 mm (3 plg)	Limón o naranja
Grava fina	4.76 mm (T. No. 4) a 19 mm (¾ plg)	Chícharo o uva
Arena gruesa	2 mm (T. No. 10) a 4.76 mm (T. No. 4)	Sal mineral
Arena mediana	0.42 mm (T. No. 40) a 2 mm (T. No. 10)	Azúcar o sal de mesa
Arena fina*	0.074 mm (T. No. 200) a 0.42 mm (T. No. 40)	Azúcar en polvo
Finos	Menores que 0.074 mm (T. No 200)	

Tabla 2.4.- Identificación por tamaño de los granos. (Gordon A. Fletcher; 1982:110).

La graduación de los granos se determina con base en el criterio que sigue la tabla de la clasificación unificada.

Como ya se señaló anteriormente, existe gran variedad en cuanto a forma de los granos se refiere, que van desde angulosos hasta formas bien redondeadas, incluso se llegan a presentar las partículas con formas alargadas o laminares.

La composición mineralógica es cuando trata de granos gruesos y se vale de exámenes microscópicos para su determinación; para la identificación de carbonatos se utiliza un ácido fuerte que cuando entra en contacto con las partículas produce efervescencia.

En algunas ocasiones resulta difícil conocer la cantidad de granos gruesos o finos que predominen en un suelo, debido a que depende de la estructura de dicho suelo. Partiendo de lo anterior cuando las partículas hacen contacto unas con otras, el suelo se llega a comportar como un material de grano grueso, y por el contrario si los granos finos no se tocan y se mantienen separados, predominan los granos finos.

2.2.9. Estructura del suelo.

Por medio de la observación se determina cuidadosamente la estructura del suelo, usando términos descriptivos como los siguientes:

- Homogénea. Que posee propiedades uniformes.
- Estratificada. Constituida por capas alternadas de suelos diferentes.

- Laminada. Se caracteriza por la repetición de capas alternadas con un espesor menor de 3mm.
- En franjas. Cuando en los suelos residuales se presentan capas alternadas.

Con frecuencia se observan defectos en la estructura que se deben indicar como:

- Espejos de falla. Si existen antiguos planos de falla.
- Canales de raíces.
- Fisuras. Las cuales pueden ser de grietas, de retracción o de heladas.
- Meteorización. Se refiere a tener decoloramiento irregular.

La elaboración de la descripción de un suelo se realiza abarcando y destacando, todas las propiedades significativas conforme al orden indicado con anterioridad.

2.3. Clasificación de suelos.

Debido a la gran variedad de suelos, existen diferentes tipos de tablas que ayudan a clasificarlos dependiendo el campo de estudio, la utilización y el punto de vista del profesionalista; aun así el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) ha sido hasta la fecha el que mejor satisface los requerimientos en los estudios de Mecánica de Suelos, por tal motivo se consideran además ciertas propiedades de los suelos que son importantes conocer como un requisito, que se involucran aportando información complementaria significativa.

2.3.1. Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

Según Crespo Villalaz (2004), Arthur Casagrande fue quien presentó este sistema con las debidas modificaciones de su sistema de clasificación para aeropuertos publicado en 1942.

Cuando se desea determinar la cantidad de un suelo grueso y un suelo fino de un material, el procedimiento que se sigue es el de cribar el material por la malla No. 200, es decir, para considerar que un suelo es grueso, más del 50% de sus partículas quedará retenido en la malla y si se trata de un suelo fino más del 50% de sus partículas serán menores.

En la tabla de clasificación los suelos se identifican por medio de una simbología, que consta de la inicial de los nombres ingleses de los suelos siguiéndole una letra que indica la subdivisión de los grupos.

- Suelos gruesos, dentro de esta clasificación se encuentran el grupo de las gravas (G), que al pasar por la malla No. 4 más de la mitad es retenida, y el grupo de las arenas (S) que son las que pasan por la malla No. 4; a su vez los grupos anteriores se dividen en los siguientes grupos GW, GP, GM, GC y SW, SP, SM, SC donde el sufijo W significa bien graduado, el sufijo P mal graduado, el sufijo M limo y el sufijo C arcilla.
- Suelos finos, estos de igual manera se encuentran divididos en grupos correspondientes a tres grupos para limos y arcillas con límite líquido menor de 50%, tres grupos para limos y arcillas con límite líquido mayor de 50% y un grupo, para suelos finos altamente orgánicos.

Al tratarse de un suelo con un límite líquido menor de 50%, lo que quiere decir, que es un suelo de baja o media compresibilidad se añade el sufijo L a los prefijos M, C y O de lo que resulta ML, que son los limos inorgánicos de baja compresibilidad CL, arcillas inorgánicas de baja compresibilidad y OL, limos orgánicos de baja compresibilidad.

Cuando el límite líquido es mayor de 50% se reconoce que es un suelo de compresibilidad alta anteponiendo el sufijo H a los prefijos M, C y O donde MH, limos orgánicos de alta compresibilidad CH, arcillas inorgánicas de alta compresibilidad y OH, arcillas orgánicas del alta compresibilidad; se representa como Pt a los suelos altamente orgánicos.

DIVISION MAYOR		SIMBOLO	NOMBRES TIPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO	
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla numero 200 @	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 4	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos	<p>DETERMINESE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LAS CURVAS GRANULOMETRICAS DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (fracción que pasa por la malla No. 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE: Menos de 5%: GW, GP, SW, SP, más de 5%: GM, GC, SM, SC. Entre 5% y 12%: Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles "u"</p> <p>COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD C_u: mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA C_c: entre 1 y 3. $C_u = D_{60}/D_{10}$ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60})$</p> <p>NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA GW.</p> <p>LIMITES DE ATTERBERG DEBAJO DE LA "LINEA A" O I.P. MENOR QUE 4.</p> <p>LIMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LINEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.</p> <p>Arriba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles</p> <p>$C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor de 6; $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60})$ entre 1 y 3</p> <p>No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW</p> <p>LIMITES DE ATTERBERG DEBAJO DE LA "LINEA A" O I.P. MENOR QUE 4.</p> <p>LIMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LINEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.</p> <p>Arriba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.</p>	
		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos		
		OM	d		Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo
			u		
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de gravas, arena y arcilla		
		ARENA LIMPIA Poco o nada de partículas finas	SW		Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poco o nada de finos.
	SP		Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poco o nada de finos.		
	ARENAS No. 4 Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla No. 4	ARENA CON FINOS Cantidad apreciable	SM		Arenas limosas, mezclas de arena y limo
			SC		Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla
	SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla numero 200 @	LIMOS Y ARCILLAS Limite Líquido Menor de 50	ML		Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos
			CL		Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
			OL		Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.
LIMOS Y ARCILLAS Limite Líquido Mayor de 50		MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, más elásticos		
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.		
		OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos o de media plasticidad.		
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		P	Turbas y otros suelos altamente orgánicos.		

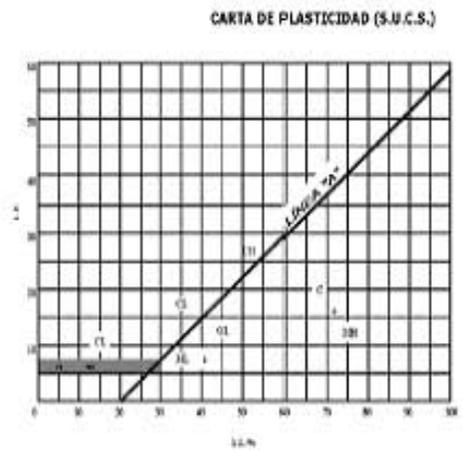


Tabla 2.5.- Sistema unificado de clasificación de suelos. (Crespo Villalaz; 2005:89).

2.4. Consolidación.

De acuerdo con Crespo Villalaz (2005), se ha visto que la deformación de un suelo ante la acción de una carga, no es manifestada inmediatamente por los efectos de la aplicación del esfuerzo como suele suceder en los materiales elásticos, esto debido a que el reacomodo de las partículas como parte principal de la deformación, presenta la expulsión de fluidos contenidos en el suelo. Tomando en cuenta que el agua es la mayor parte de los fluidos, en un suelo poco permeable la expulsión de agua requerirá de mayor tiempo.

Por lo anterior es importante tener mayor atención en la compresibilidad que sufren los suelos confinados con arcilla, aplicando la elaboración de métodos que permitan estimar la magnitud y distribución de los asentamientos. En el laboratorio se realiza la prueba de consolidación unidimensional la cual fue ideada por Karl Terzaghi, dicha prueba permite conocer la relación entre la presión aplicada de un suelo y su reducción de volumen así, como la deformación y el tiempo necesario para ser verificado.

El aparato empleado para la realización de la prueba se llama consolidómetro y está compuesto por un anillo rígido en el que se coloca el espécimen del suelo, protegiendo ambas caras por medio de piedras porosas las que permitirán la salida de agua del espécimen al ser comprimido, acto seguido se introduce en conjunto dentro de un cilindro agregándole agua si se desea mantener saturado el espécimen. La aplicación de cargas se hace por medio de un sistema de placas, un marco y un colgador de pesas.

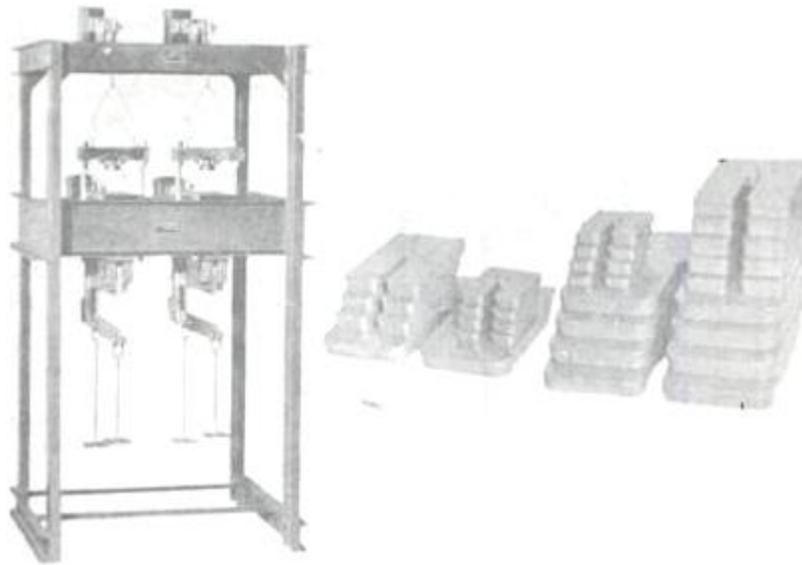


Figura 2.7.- Marco, colgador y pesas. (Crespo Villalaz; 2005:207).

El consolidómetro se apoya del micrómetro que registra la carga aplicada y un cronometro, que da a conocer el tiempo que transcurre para alcanzar la deformación producida debido al incremento de carga. Se determina la aplicación de carga procurando que cada incremento, duplique el valor de la presión anterior registrando los cambios de la deformación en función del tiempo.

Se elabora una gráfica que recibe el nombre de curva de consolidación, formada con los resultados obtenidos para conocer el tiempo en el que se alcanza la consolidación completa, con el incremento de carga que corresponda y al mismo tiempo, saber el momento en el que se deba agregar la siguiente carga. Terzaghi determinó que la zona AB de la curva, representa el proceso de deformación del suelo causado por la expulsión del agua de los poros a la que llamó consolidación primaria; la zona BC cuando se presenta el proceso de deformación, cuyo origen no es muy conocido aún es atribuido al reacomodo plástico de las partículas de suelo,

esta parte fue llamada por Terzaghi consolidación secundaria; teóricamente el punto B corresponde al tiempo en el que la presión de agua de los poros es decir, la presión neutra del espécimen se ha disipado casi completamente, de esta forma se considera que la presión total p aplicada, es soportada por las partículas de suelo de acuerdo con la ecuación:

$$p = p_i$$

Donde:

p = es la presión total originada por la carga.

p_i = la presión intergranular o efectiva soportada por las partículas.

De esta manera se dice que se ha logrado el 100% de la consolidación primaria; al terminar la prueba con el último incremento de carga, se tendrá el resultado de una serie de valores de deformaciones finales, que corresponden a cada incremento de carga.

<i>Presión sobre el espécimen: p=0.125 kg/cm². Incremento de presión=ΔP=0.125 Kg/cm²</i>					<i>Presión sobre el espécimen: p=0.250 kg/cm². Incremento de presión=ΔP=0.125 kg/cm².</i>					
<i>Fecha</i>	<i>Hora</i>	<i>Tiempo transcu- rrido</i>	<i>Lectura en el mi- crómetro en mm</i>	<i>Defor- mación en mm</i>	<i>Fecha</i>	<i>Hora</i>	<i>Tiempo transcu- rrido</i>	<i>Lectura en el mi- crómetro en mm</i>	<i>Defor- mación en mm</i>	
Jun 29	8:50	0.0 seg.	11.433	0.000	Jul. 2	8:50	0.0 seg.	11.294	0.000	
		5.0 seg.	11.342	0.091			5.0 seg.	11.231	0.063	
		10.0 seg.	11.339	0.093			10.0 seg.	11.217	0.067	
		15.0 seg.	11.337	0.096			15.0 seg.	11.222	0.072	
		20.0 seg.	11.336	0.097			20.0 seg.	11.219	0.075	
		25.0 seg.	11.334	0.099			25.0 seg.	11.218	0.076	
		30.0 seg.	11.333	0.100						
		45.0 seg.	11.331	0.102						
		1.0 min.	11.329	0.104						
		1.5 min.	11.328	0.105						
		2.0 min.	11.326	0.109						
		3.0 min.	11.322	0.111						
		4.0 min.	11.320	0.113						
		6.0 min.	11.317	0.116				6.0 min.	11.200	0.094
		9.0 min.	11.316	0.117						
		12.0 min.	11.315	0.118						
		16.0 min.	11.314	0.119						
		20.0 min.	11.313	0.120				20.0 min.	11.118	0.175
		25.0 min.	11.312	0.121						
		30.0 min.	11.311	0.122						
50.0 min.	11.309	0.124								
100.0 min.	11.294	0.139		100.0 min.	11.128	0.166				
120.0 min.	11.294	0.139		120.0 min.	11.130	0.154				
1430.0 min.	11.294	0.139		1430.0 min.	11.132	0.162				
Jul 1	8:50	2840.0 min.	11.294	0.139	Jul 3	10:20	1530.0 min.	11.132	0.162	

Tabla 2.6.- Registro de cargas en una prueba de consolidación. (Crespo Villalaz; 2005:208).

Conociendo ya el peso húmedo, la humedad, el volumen y la densidad de sólidos, se procede a calcular la relación de vacíos inicial realizando los cálculos que se describen a continuación:

$$H_s = \frac{P}{AD_s};$$

$$H_v = H - H_s;$$

$$e_o = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v A}{H_s A} = \frac{H_v}{H_s}$$

Donde:

V_v = volumen de vacíos inicial o del espécimen.

V_s = volumen de los sólidos del espécimen.

P_s = peso seco de los sólidos del espécimen.

D_a = densidad absoluta de los sólidos del espécimen.

El primer incremento en la presión “p” causa una deformación “ ΔH ”, el cambio en Δe_1 vale:

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_c}$$

ΔH_1 se obtiene de las lecturas inicial y final del micrómetro.

Para calcular la nueva relación “e” después de la consolidación debido al incremento de presión de P_1 :

$$e_1 = e_0 - \Delta e_1$$

Al conocer la relación de vacíos que corresponde a cada incremento de presión, se realiza una gráfica. En un incremento de presión más o menos grande, la curva puede considerarse como una recta, así mismo Terzaghi designo como coeficiente de compresibilidad la siguiente relación:

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta p} = - \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1}, \text{ en cm}^2 / \text{kg}.$$

Y presenta la relación deformación-esfuerzo que experimenta el suelo sin tomar en cuenta el tiempo, geoméricamente resulta la pendiente de la curva relaciones de vacíos-presiones.

Donde:

a_v = coeficiente de compresibilidad.

e_1, e_2 = relación de vacíos.

p_1 = presión en la etapa 1 y 2.

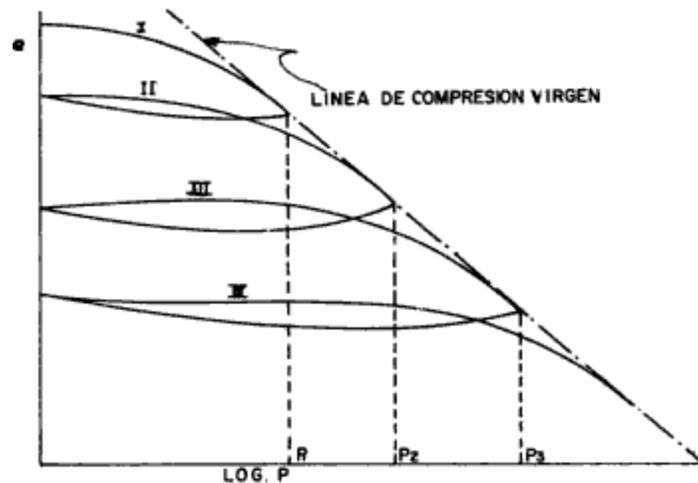


Figura 2.8.- Curva de compresibilidad. (Crespo Villalaz; 2005:210).

Además de a_v , el coeficiente de consolidación c_v y el coeficiente o constante de permeabilidad o conductividad hidráulica K_m , se pueden obtener mediante la prueba de consolidación. El coeficiente de consolidación C_v se expresa de la siguiente forma:

$$C_v = \frac{0.197 H_m^2}{t_{50}}$$

Se observa que el valor 0.197 es el que corresponde al factor de tiempo T para el 50% de consolidación; T es dependiente del espesor de la capa de suelo que se comprime (H_m), del coeficiente de consolidación (C_v), del tiempo (t) requerido para que se presente un determinado porcentaje (U) de consolidación, así como la forma de drenaje dado en la capa de suelo compresible.

U (%)	T	U (%)	T
0	0	55	0.238
10	0.008	60	0.287
15	0.017	65	0.342
20	0.031	70	0.405
25	0.049	75	0.477
30	0.071	80	0.565
35	0.096	85	0.684
40	0.126	90	0.848
45	0.159	95	1.127
50	0.197	100	infinito

Tabla 2.7.- Factores teóricos T para diferentes grados de consolidación U . (Crespo Villalaz; 2005:213).

CAPÍTULO 3

RESISTENCIA AL CORTE EN LOS SUELOS.

En las obras de ingeniería está ante todo la seguridad con la que se lleva a cabo la ejecución de una estructura; tratándose del estudio de suelos es importante considerar algunos fenómenos o eventos que se presentan, ante algunas sollicitaciones así como conocer la manifestación de la resistencia al corte en los suelos, tales como el esfuerzo que se produce sobre una masa de suelo al tener un incremento de presiones o cargas. En el presente capítulo se desarrolla un tema, en el cual se describen los efectos que sufre el suelo al ser sometido a una carga.

3.1. Esfuerzos en una masa de suelo.

El suelo ante la acción de una carga se manifiesta produciendo esfuerzos, que son generados para tratar de mantener el equilibrio que tenía antes de ser sometido; cuando los esfuerzos interiores sobrepasan los límites máximos de las tensiones, tal equilibrio dejará de existir dando paso al llamado plano de falla o de deslizamiento, que es donde se deja ver el movimiento relativo que experimentó una masa suelo como se ilustra a continuación:

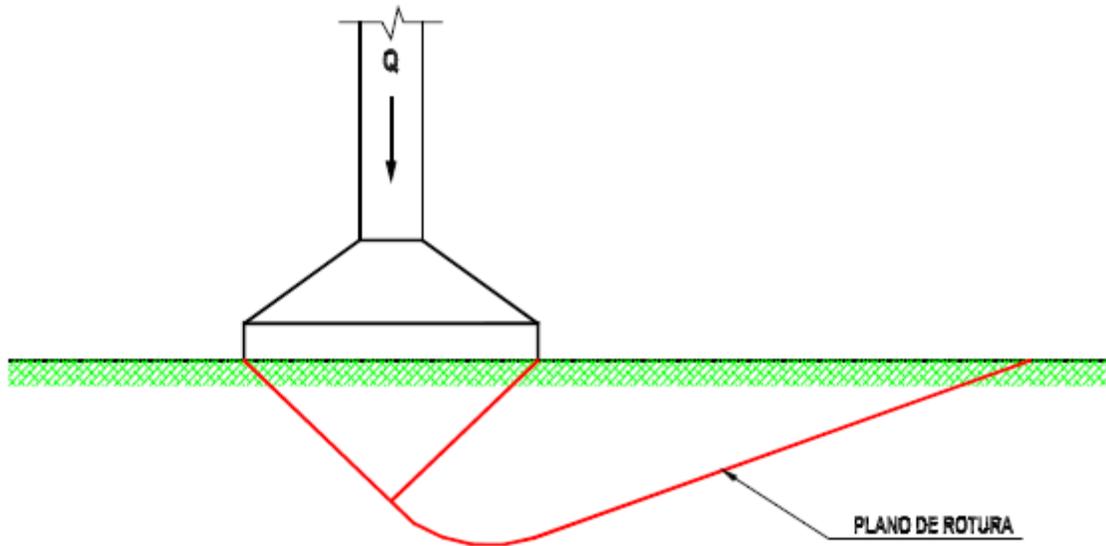


Figura 3.1.- Esquema de falla.

Fuente: www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/apunte

De acuerdo con Lambe T. William (1994), para entender este tema se vale de un ejemplo donde se tiene una celda de medición de dimensiones pequeñas, la cual se procede a enterrar en una masa de suelo colocada de manera tal, que no halla desplazamiento de partículas. Las caras horizontal y vertical del elemento cargan partículas de suelo que ejercen fuerzas normales y tangenciales; suponiendo las caras cuadradas de lado (a), los esfuerzos actuantes sobre la celda son visibles y se miden directamente definiendo la siguiente forma:

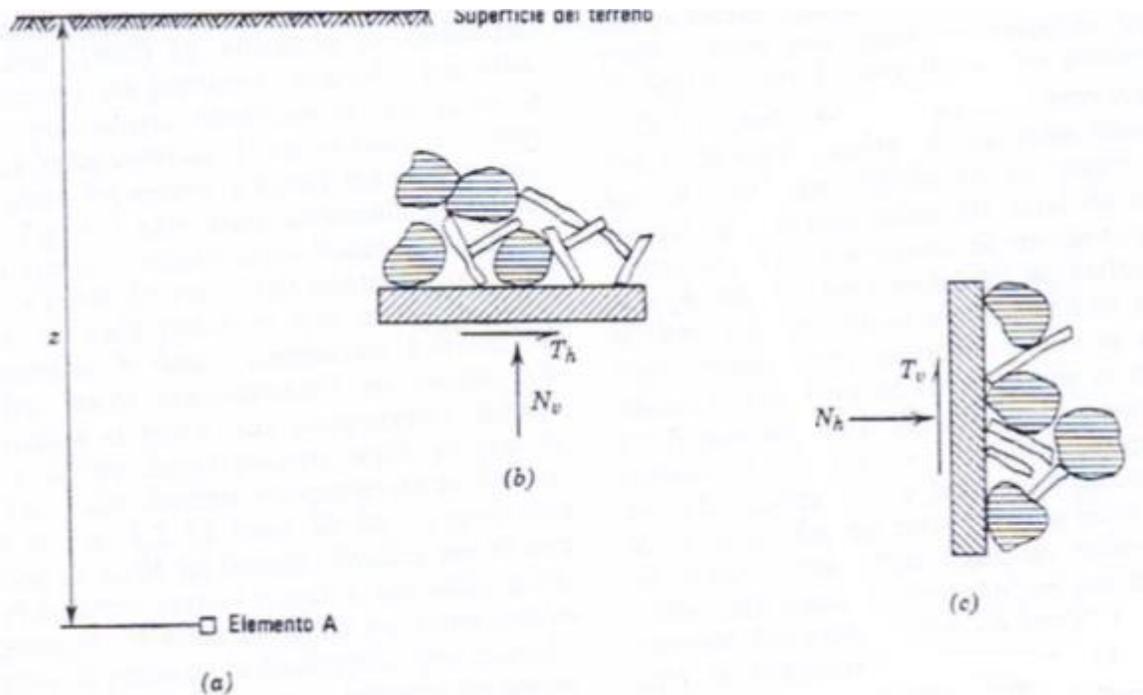


Figura 3.2.- Ilustración de un esfuerzo. (Lambe T William; 1994:111).

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

Donde:

N_v = Fuerzas normales en dirección vertical

N_h = Fuerzas normales en dirección horizontal

T_v = Fuerzas tangenciales en dirección vertical

T_h = Fuerzas tangenciales en dirección horizontal

$\sigma_v, \sigma_h, \tau_h, \tau_v$ = Esfuerzos correspondientes

“Las fuerzas N_v, N_h, T_v y T_h se deben únicamente a las fuerzas transmitidas a través del esqueleto mineral. En un suelo seco, el esfuerzo puede imaginarse como

la fuerza existente en el esqueleto mineral por unidad de área de suelo” (Lambe T. William; 1994:112).

Pensando que un plano imaginario atraviesa el suelo, tanto los granos minerales como los espacios intersticiales, existe la posibilidad que dicho plano llegue a pasar a través de uno o más puntos de contacto entre partículas; provocando que el plano al atravesar materia mineral se descomponga en fuerzas normales y tangenciales a dicho plano. Así mismo las componentes tangenciales pueden a su vez descomponerse según un par de ejes coordenados; lo que lleva a que al sumar las componentes normales al plano de todas las fuerzas y al ser divididas entre el área del plano da como resultado el esfuerzo normal σ el cual es el que actúa sobre el plano. De igual manera se sigue el mismo proceso al sumar todos los componentes tangenciales sobre el plano en la dirección x , que al dividirla entre el área resulta el esfuerzo tangencial o cortante τ_x en dirección x .

3.2. Resistencia del suelo al esfuerzo cortante.

El suelo ante la acción de cargas, llega a comportarse de tal manera que llega a sufrir en algunas ocasiones deformaciones muy por arriba de las normales; al someter una muestra de suelo a un esfuerzo cortante se produce un desplazamiento de partículas o en su caso una parte de masa de suelo.

“La resistencia al esfuerzo cortante entre dos partículas es la fuerza que debe aplicarse para producir un deslizamiento relativo entre las mismas. El origen de esta

resistencia está en las fuerzas atractivas que actúan entre los átomos superficiales de las partículas”. (Lambe T. William 1994:75)

Al producirse un deslizamiento que ocurre entre grano y grano de una masa de suelo, se habla de una resistencia que al compararla con el deslizamiento de otra se deja ver el desarrollo de fuerzas friccionales entre los granos; así mismo, se da a entender que al tener más contacto los granos entre sí por unidad de superficie, es mayor el esfuerzo que se necesita para dar lugar a un deslizamiento.

De lo anterior se deduce que cuanto más angulosos y trabados se presenten los granos y, cuanto mayor sea el coeficiente de fricción del material en cuestión, se obtiene un mayor desarrollo de las fuerzas de fricción.

Para Crespo Villalaz (2004), existen tres casos que representan los movimientos de la masa del suelo debido al esfuerzo cortante, mismos que se contrarrestan por efectos de la resistencia al corte del suelo:

- Cuando hay un disgregamiento de partículas.
- Al tener un deslizamiento a lo largo de ciertas líneas de rotura.
- Si la masa de suelo es plástica produciendo una fluencia plástica.

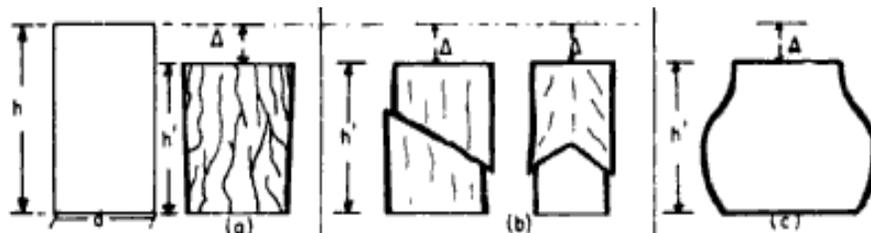


Figura 3.3.- Movimientos de la masa de un suelo. (Crespo Villalaz; 2004:161).

La resistencia al esfuerzo cortante τ se representa con la siguiente ecuación de Coulomb:

$$\tau = c + P_i (\tan \phi)$$

Donde:

τ = Resistencia al corte del suelo en Kg/cm².

c = Cohesión del suelo en Kg/cm².

P_i = Presión intergranular en Kg/cm².

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo el cual es constante.

La cohesión y la fricción interna se presentan en el suelo al mismo tiempo a excepción de dos limitantes:

Cuando se trata de arenas lavadas y secas que carecen de cohesión, en estas la carga de ruptura se produce para un valor, que pasa por el origen la envolvente del círculo de Mohr:

$$\tau = P_i \tan \phi$$



Figura 3.4.- Envolvente del círculo de Mohr. (Crespo Villalaz; 2004:162).

- En suelos de arcilla blanda cuando al comportarse como ϕ igual a cero, donde la carga de ruptura llega a ser constante e igual a la cohesión del suelo:

$$\tau = c$$

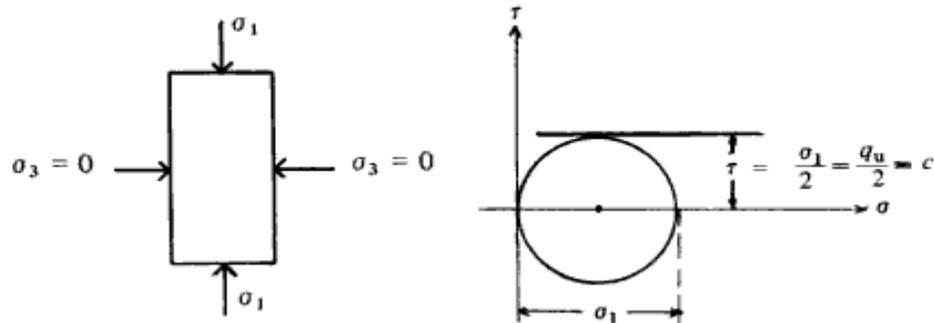


Figura 3.5.- Suelos de arcilla blanda. (Crespo Villalaz; 2004:163).

Donde:

σ_1, σ_3 = esfuerzos principales.

q_u = esfuerzo unitario de ruptura a compresión no confinada.

3.3. Tensiones internas.

El deslizamiento de una masa de suelo involucra diferentes tensiones que actúan en planos que llegan a pasar por un punto dado; se trata de las tensiones normales (σ) que son las que se refieren a la componente de la resultante de fuerzas, que actúan normal al plano por unidad de área del mismo y, las tensiones de corte (τ) que son la componente tangencial al plano por unidad de área.

El plano principal está definido por el plano sobre el cual actúan solo tensiones normales, ya que las tensiones de corte son nulas; a las tensiones normales también se le denomina tensiones principales. La manera de que en un plano actúen solo las tensiones normales y que las tensiones de corte sean nulas, el ángulo de oblicuidad α deberá ser nulo.

Un principio de importancia es tomar en cuenta que existen tres planos principales, los cuales pasan por un mismo punto mismos que cortan a 90° , clasificándose de acuerdo a su magnitud en forma decreciente de las tensiones normales, actuantes en los planos principales conocidos como máximo, intermedios y mínimos, es decir σ_1, σ_2 y σ_3 .

Cuando se somete una masa de suelo a tensiones tridimensionales o compresión triaxial, se analiza un equilibrio tal que las tensiones principales que actúan son identificadas como $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ y que también se dice que $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$.

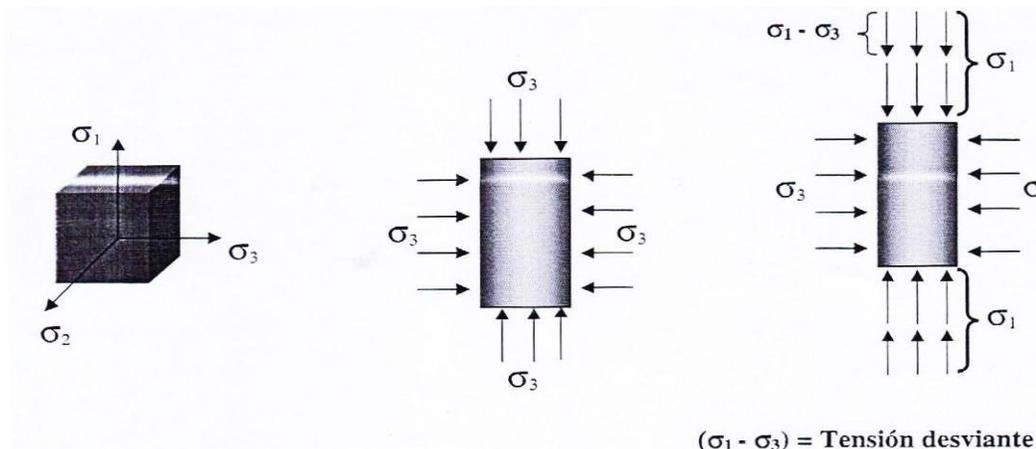


Figura 3.6.- Estado triaxial de tensiones en una probeta de suelos.

Fuente: www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/apunte

A continuación se muestra el estado de tensiones sobre un plano donde se describirán algunos detalles básicos:

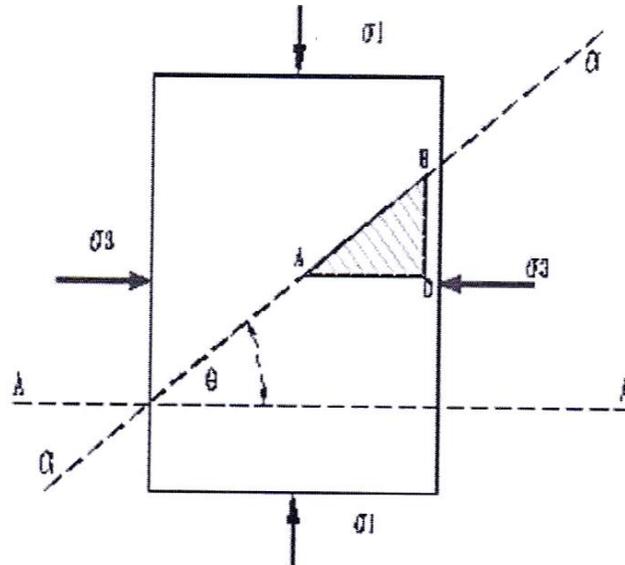


Figura 3.7.- Estado de tensiones.

Fuente: www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/apunte

Las tensiones principales actúan sobre las caras de la probeta y se conocen como planos principales, es decir que las tensiones de corte son nulas.

- La tensión principal mayor (σ_1) es la que actúa sobre las caras superior e inferior.
- Sobre las caras principales actúan tensiones que se les conoce como tensiones principales menores $\sigma_1 = \sigma_2$, las cuales representan a las tensiones principales menores.
- En lo que se refiere al plano AO del triángulo que se encuentra paralelo a la cara superior e inferior es donde se actúa la tensión principal mayor (σ_1).

- Se muestra que el plano BO que es paralelo a las caras laterales, donde actúa la tensión principal menor (σ_3).
- Se deja ver en el plano AB actuar tensiones de corte así como tensiones normales.

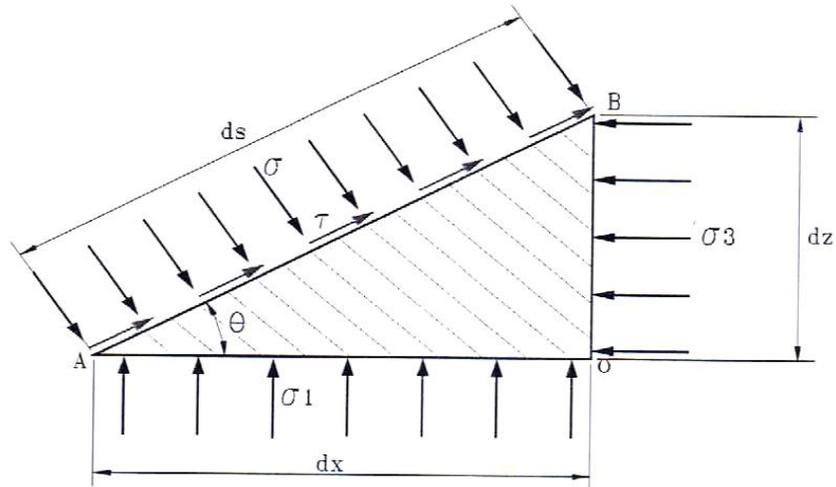


Figura 3.8.- Planos principales.

Fuente: www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/apunte

3.4. Determinación del esfuerzo de corte.

Se considera un sistema de ejes cartesianos ortogonales, en donde designando al eje de las abscisas para las tensiones normales σ y al eje de las ordenadas para las tensiones tangenciales τ , se representan puntos los cuales corresponden a cada par de valores σ y τ que resultan de la ecuación:

$$\frac{(2\tau)^2}{(\sigma_1 - \sigma_3)^2} + \left(\frac{2\sigma - (\sigma_1 + \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \right)^2 = 1$$

$$\left(\sigma - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2$$

Para cada uno de los valores de θ se encontrará que cada uno de los puntos, toman un lugar geométrico que forman una circunferencia a la cual se le llama círculo de Mohr.

Cuando una probeta es sometida a un estado de tensiones triaxial en donde $\sigma_2 = \sigma_3$ se dice que, las coordenadas en cualquiera de los puntos del círculo de Mohr son las que representan las tensiones normales σ y las tensiones tangenciales τ , que son manifestadas sobre un plano de tal forma que corta la probeta al mismo tiempo que forma un ángulo θ , respecto al plano principal mayor.

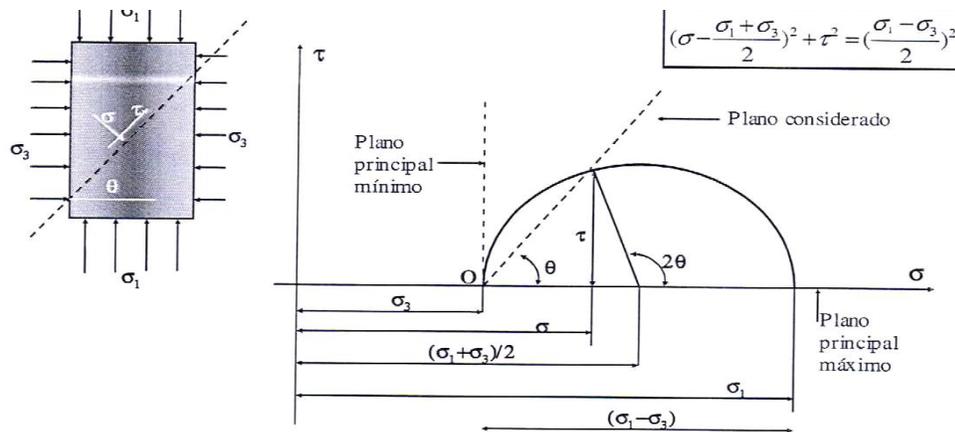


Figura 3.9.- Círculo de Mohr.

Al trazar una paralela al plano principal máximo por el punto B que es donde se encuentra la tensión máxima, se hace una intersección determinando el punto Op como un origen; por lo que la normal OpB que es trazada por Op pasará por el extremo σ_3 conocida, como la tensión principal mínima y es paralela al plano principal mínimo.

Con lo anterior se confirma que la línea que es paralela a cualquier plano que pase por el punto Op, genera una intersección con el círculo en cualquiera de sus puntos y que las coordenadas σ, τ serán las tensiones actuantes en el plano.

3.5. Curva de resistencia intrínseca.

Si se tiene una probeta la cual es sometida a una presión axial σ_1 y a compresión lateral hidrostática $\sigma_2 = \sigma_3$, se produce el círculo de Mohr del que se puede obtener el estado de tensiones que se presenta en cualquier plano de corte de la probeta. El estado de tensiones se representa por una circunferencia "a":

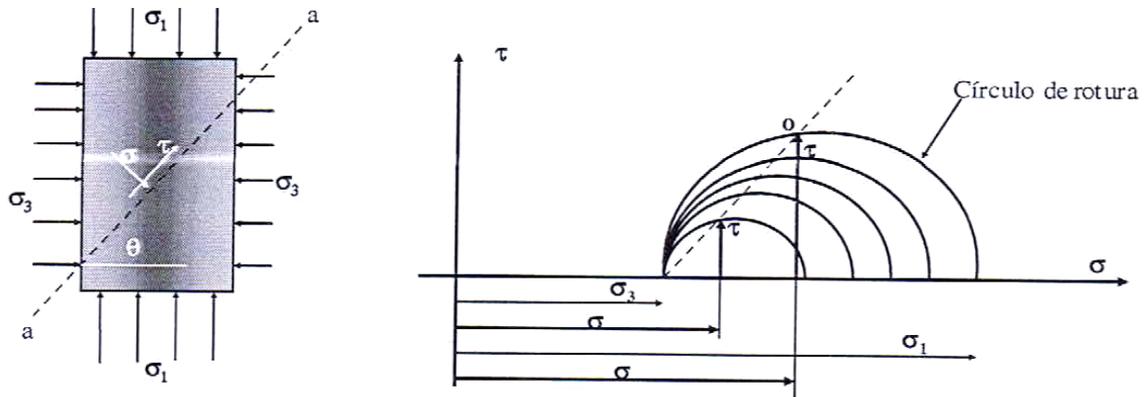


Figura 3.10.- Círculo de rotura.

Fuente: www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/apunte

Ante un estado triaxial de tensiones la probeta llega a experimentar una rotura de acuerdo a los valores σ, τ ; mismos que actúan en forma normal y tangencial a un plano determinado en función de la inclinación θ del plano principal mayor, dichos valores dan lugar a la rotura de la acción del corte de la masa de suelos.

En realidad se llega a determinar que la carga impuesta a un terreno produce una rotura de corte a una muestra de suelos, ubicada a una cierta profundidad por consecuencia de una sobrecarga $\Delta\sigma$, provocada por la estructura que ha sido apoyada sobre la superficie. Lo anterior se muestra a continuación:

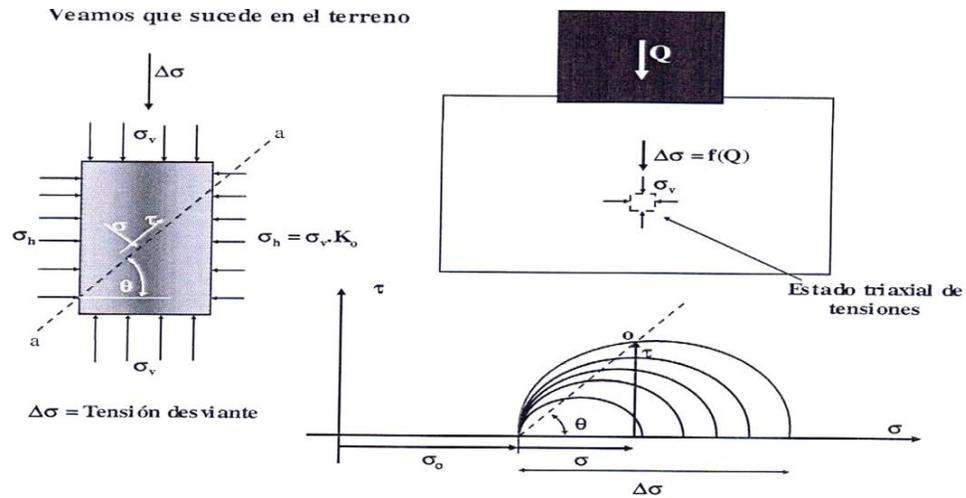


Figura 3.11.- Rotura de corte de una muestra de suelo.

Fuente: www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/apunte

Realizando la sumatoria de $\sigma_v + \Delta\sigma$ se toma el nombre de tensión principal máxima o tensión desviante, que al ir aumentándola los estados de tensiones en cada uno de los infinitos planos que podrían llegar a cortar la probeta, serán representados por circunferencias debido a que al aumentar σ_1 por consecuencia también aumentará la diferencia $\sigma_1 - \sigma_3$, es decir el diámetro del círculo.

Es importante mencionar que el aumento de σ_1 no podrá ser indefinido, pues en un momento dado las tensiones normales σ y tangenciales τ que se identifican en un plano interior de cierta probeta, tienden a lograr la rotura de la probeta. En la realización de varios ensayos triaxiales con distintos valores designados para σ_3 , se producirán tres círculos de rotura con valores $\sigma - \tau$ de la rotura en cuestión; si se procede a unir los puntos de rotura mediante una línea envolvente para cada valor

infinito posible de σ_3 , se obtendrá una curva llamada curva de resistencia intrínseca o envolvente de Mohr.

Esta curva para las variaciones de σ_3 que resultan, se representa como una recta y un ángulo que se forma con el eje de las abscisas, mismo que recibe el nombre de ángulo de fricción interna del material ϕ , y en el caso del eje de las ordenadas hacia el origen se conocerá como cohesión c .

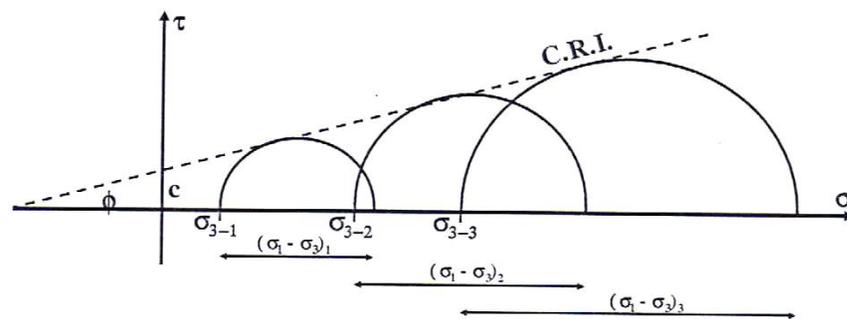


Figura 3.12.- Ángulo de fricción interna.

Fuente: www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/apunte

La cohesión. Está definida por la adherencia del suelo a través de sus partículas ya que se atraen entre ellas debido a las fuerzas moleculares.

Angulo de fricción interna. Características del suelo como la uniformidad, forma y tamaño de las partículas, así como la presión normal, se toman muy en cuenta para la determinación del ángulo de fricción interna ya que tiene gran dependencia; es por ello que en algunas condiciones no se considera constante y se utiliza para simplificar como un valor convenido.

Los dos componentes anteriores forman parte del esfuerzo cortante del suelo; básicamente se clasifican según si los suelos tienen o no cohesión:

Suelos puramente coherentes o sin rozamiento interno ($c \neq 0$, $\varphi = 0$) con una ley de corte expresada:

$$\tau = c$$

Suelos coherentes los que cuentan con cohesión y con resistencia al corte ($c \neq 0$, $\varphi \neq 0$) ley que se expresa de la siguiente manera:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

Suelos no coherentes o que no tienen cohesión ($c = 0$, $\varphi \neq 0$) con una ley de corte:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

El ángulo de fricción interna y la cohesión se obtienen de diferentes maneras a través de algunos procedimientos o pruebas hechas en laboratorio.

Por consiguiente, la forma de saber si un estado de tensiones provoca la rotura de una probeta o no, puede ser predecible es decir, si el círculo es interior a la curva intrínseca no existe rotura, en cambio si el círculo es tangente o si en su defecto corta la curva C.R.I. experimentará una rotura, debido a que la tensión de corte originada en el plano del interior de la probeta, llega a superar la resistencia al corte del material, de acuerdo a la ecuación de Coulomb para dicho estado de tensiones.

3.6. Ensayos de corte.

- Prueba de corte directo.

Se limita a la aplicación de ensayos para suelos limosos, es decir, que cuentan con características intermedias donde interviene la arena y la arcilla. En esta prueba se emplea un aparato que fue ideado por Athur Casagrande, en donde se coloca una muestra inalterada de suelo en su interior que es sometida a un esfuerzo tangencial τ así como a una carga P ; la cual varía observando esfuerzos de ruptura τ que arrojan valores, que son necesarios para el trazo de la envolvente del círculo de Mohr; con lo que se llega a conocer el valor de c , ordenada en el origen y el ángulo de inclinación de la línea ϕ ya mencionado con anterioridad.

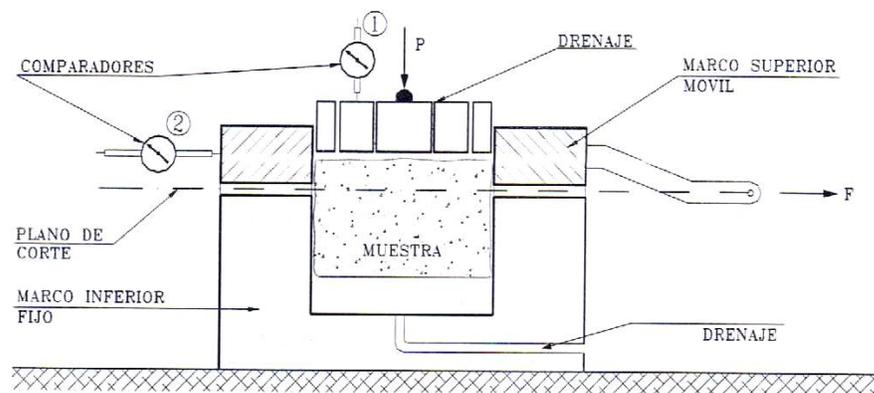


Figura 3.14.- Ensayo de corte directo.

Fuente: www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/apunte

Para el caso de arenas no es común realizar ensayos, porque el límite inferior del ángulo de fricción interna es igual al ángulo de reposo de la arena, la influencia de la compacidad relativa que es ejercida sobre el valor del ϕ se puede estimar.

Terzaghi expuso que, por lo que el valor de ϕ de una arena en estado muy compacto sometido a presiones normales de 2 Kg/cm², se encuentra dentro del rango de 5 a 10 grados más que del ángulo del reposo; al tratarse de una arena sumergida completamente, el ángulo de fricción interna está dentro del rango de 1 a 2 grados menor que el valor del ϕ para la misma arena a igual compacidad relativa, esta última se refiere a un estado completamente seco.

Meyerhof por medio de las siguientes expresiones, da a conocer la relación que existe entre el ángulo de fricción interna cuando se trata de un suelo granular y su compacidad relativa:

a) Suelos granulares referidos a más del 5% de arena fina y limo:

$$\phi = 25 + 0.15 Cr$$

(Cr, en porcentaje)

b) Suelos granulares referidos a menos del 5% de arena fina y limo:

$$\phi = 30 + 0.15 Cr$$

(Cr, en porcentaje)

- Prueba de compresión triaxial.

Para la realización de esta prueba se necesita de un espécimen de suelo de forma cilíndrica el cual es envuelto por una membrana muy delgada, los extremos de dicho cilindro quedaran en contacto con cabezas sólidas con implementos de piedras porosas que funcionan como filtro, adicional a esto se

cuenta con filtros que se conectan a tubos de diámetros pequeños controlados por válvulas que permiten la entrada y salida de agua; los tubos de drenaje se encontrarán conectados a una bureta graduada que permite conocer la cantidad de agua expulsada o absorbida por el suelo, es importante verificar que la unión de las cabezas y la membrana se encuentra sellada, acto seguido el suelo se introduce a una cámara que se conecta a un tanque de agua a presión, la cual es atravesada de la parte superior por un vástago delgado que ya ha sido pasado por un depósito de grasa a presión, lo que evita fugas de agua a lo largo de la pared del vástago reduciendo la fricción de esta contra la tapa.

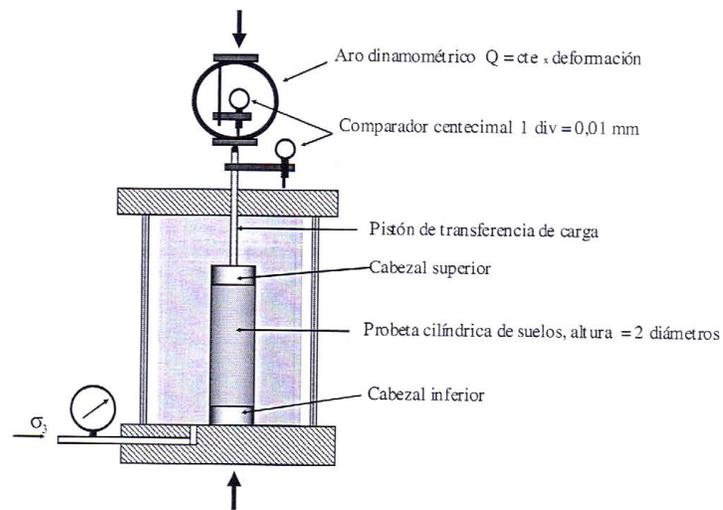


Figura 3.15.- Ensayo de compresión triaxial.

Fuente: www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/apunte

Existen diferentes maneras de practicar la prueba de compresión triaxial, las cuales se exponen a continuación:

- a) Prueba rápida o sin drenaje. Esta prueba se ejecuta aplicando a la cámara presión de agua, no sin antes comprobar que las válvulas de drenaje se encuentren cerradas, el agua es transmitida hidrostáticamente hacia el espécimen mismo que se encuentra cubierto por la membrana y a las cabezas; al comenzar a cargar axialmente la muestra de suelo se aplica al mismo tiempo una carga creciente al vástago, hasta llegar a la falla que por lo general llega a presentarse a lo largo de un plano inclinado. Las lecturas de las deformaciones longitudinales del espécimen se toman con la ayuda de un micrómetro.
- b) Prueba rápida consolidada. Esta prueba se realiza aplicando fuerza al agua de la cámara, abriendo las válvulas de drenaje donde la presión de los fluidos de los poros que ha sido producida por el incremento de presión en el espécimen, es disipada permitiendo la consolidación total del espécimen de suelo por la presión que fue aplicada desde el exterior. Las deformaciones longitudinales producidas se reflejan en el micrómetro y en el agua la cual fue expulsada en función del tiempo, obteniendo datos para el trazado de la curva de consolidación primaria. Al alcanzar el 100% de la consolidación primaria se cierran las válvulas de drenaje incrementando la carga axial para hacer que falle la probeta. A comparación de la prueba anterior, en la rápida consolidada se presentan cambios en el contenido de agua ya que durante la realización de esta prueba, hay salida de fluidos en la consolidación debido a la presión lateral.
- c) Prueba lenta. Para esta prueba también es permitida la consolidación completa del suelo ante la influencia de la presión de la cámara, pero en

este caso las válvulas de drenaje no son cerradas al aplicar la carga axial; dicha carga se hace en incrementos pequeños que son colocados en función del tiempo por intervalos largos garantizando así, que la presión de poro que ha sido generada por el incremento sea disipada completamente para poder aplicar el siguiente incremento.

- d) Prueba gigante. En la realización de esta prueba se debe contar con especímenes de suelo que tengan un diámetro de 15 cm. y una esbeltez de 2.5 a 3 cm. para suelos gruesos.

3.7. Prueba de compresión triaxial no confiada.

Esta prueba es empleada en la determinación de la resistencia al corte de las arcillas. Las muestras son obtenidas por medio de tubos de pared delgada que son llevados al laboratorio y extraídas de dicho tubo.

Posteriormente se procede a recortar los extremos cuidadosamente dejando un espécimen con la relación altura-diámetro de 2 a 3, esta se coloca en una máquina de compresión simple de manera que quede centrada en el plato. Un brazo de extensión, es el medio que permite que la lectura de un micrómetro indicador, de la deformación vertical.

Se llega a aplicar una carga a una velocidad provocando la compresión del espécimen a razón de 0.5 a 1.0% de la altura por minuto; la lectura es tomada automáticamente por el micrómetro del anillo de prueba. La falla es detectada

cuando el micrómetro del anillo de prueba comienza a bajar la velocidad, puede pararse o titubear, bajando aun cuando se le está aplicando la carga.

Si se trata de una arcilla blanda la cual, no se rompe durante el proceso de prueba sino que más bien llega a deformarse, el resultado es considerado como una carga de ruptura correspondiendo a la disminución de altura del espécimen de un 20% de su altura inicial. Se llega a obtener una carga P de ruptura que es leída en el micrómetro.

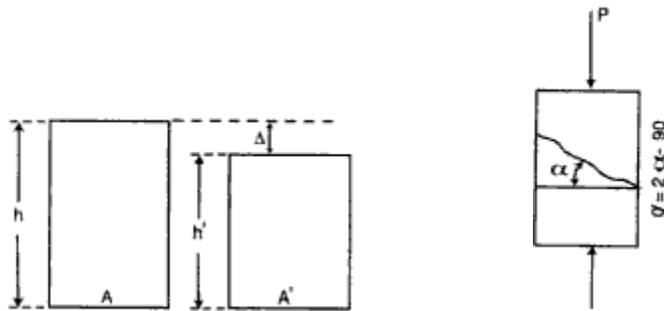


Figura 3.16.- Disminución de altura del espécimen. (Crespo Villalaz; 2004:170)

El esfuerzo de ruptura será:

$$q_u = \sigma = \frac{P}{A'} = \frac{\text{carga}}{\text{área corregida}} = 2c$$

3.8. Preparación de probetas.

La elaboración de probetas es un proceso importante para realizar los ensayos triaxiales; la forma de obtenerlas es a partir de una muestra de suelo de donde se procede a formar un prisma, el cual es colocado posteriormente en un torno especial usado para poder tallar la probeta en forma cilíndrica.

Dicho mecanismo es ajustable y está provisto de dos cabezales móviles, uno para cada extremo del prisma donde se llega a formar la probeta cortando los excesos de material con una navaja, cuando se ha terminado de tallar la forma cilíndrica los extremos deben ser emparejados lo mejor posible



Figura 3.17.- Obtención de probetas.

Fuente: www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/apunte

3.9. Gráfica de resultados de pruebas triaxiales.

El suelo es considerado homogéneo e isótropo y para presentar el estado de esfuerzos en el interior de un espécimen de suelo se traza el círculo de Mohr, tratándose de un esfuerzo plano y donde el esfuerzo principal menor (σ_3) ésta considerada como la presión de la cámara y (σ_1), que es la presión de la cámara más el incremento de esfuerzo axial.

Si se toma en cuenta la ejecución de varias pruebas de compresión triaxial del mismo tipo, a un material en el cual se emplea un valor diferente de σ_3 , también se requiere en cada caso un valor de σ_1 para poder alcanzar la falla; al trazar un círculo de esfuerzos de cada valor tomando en cuenta lo anterior, se llega a obtener una serie de círculos los cuales, representan el estado de esfuerzos de los especímenes probados al tener la falla.

Puede llegar a variar la forma de la envolvente de la falla dependiendo del tipo de material ya que suele ser granular, cohesivo o intermedio; al tratarse de un mismo suelo está en función de su relación de vacíos, grado de saturación y el tipo de prueba, a esta envolvente también se le conoce con el nombre de línea de resistencia intrínseca o envolvente de Mohr y, con esta se llega a determinar la cohesión y el ángulo de fricción interna.

Es importante en todos los ensayos obtener datos que lleguen a ser representativos de características mecánicas de los suelos en cada caso, es necesario que al determinar la resistencia de los suelos al esfuerzo cortante, exista una reproducción en laboratorio de las condiciones de relación de vacíos, grado de

saturación, grado de consolidación, estado de esfuerzo y rapidez de aplicación de las cargas.

CAPÍTULO 4

OBTENCIÓN DE MUESTRAS.

El proceso de obtención de muestras de suelo se lleva a cabo cuando se requiere realizar un análisis minucioso y representativo en relación a las propiedades del mismo. Con el fin de lograr resultados certeros es importante que lo anterior sea desarrollado por el personal calificado. En el transcurso del presente capítulo se muestran algunos de los procedimientos utilizados.

4.1. Muestras alteradas e inalteradas.

De acuerdo con Crespo Villalaz (2004), existen dos tipos de muestras conocidas como alteradas e inalteradas, las muestras alteradas como su nombre lo dice son aquellas que, no permanecen con las condiciones originales en las que se encuentra el terreno del que se obtuvo.

Para proceder a tomar una muestra se debe tener en cuenta un fin previo, que es determinante tanto en el desarrollo como en el resultado de las pruebas. Tratándose de un sondeo de muestras alteradas individuales, en un pozo a cielo abierto se considera una sección de 1.50m x 1.50m y con una profundidad de acuerdo a las necesidades, se considera lo siguiente:



Figura 4.1.- Sondeo a cielo abierto.

Fuente: propia.

- 1) Se comienza rebajando el suelo de la parte seca y suelta para tener acceso a una superficie fresca.
- 2) Considerando la estratigrafía se obtiene una muestra de cada uno de los estratos en un recipiente colocándoles una tarjeta, indicando su procedencia.
- 3) Dichas muestras se depositan en bolsas para ser enviadas al laboratorio.

Cuando se realiza una toma de muestra perforando con barrena, se siguen los siguientes pasos:

- 1) En una hielera se coloca suelo ordenadamente.
- 2) Se toma una parte representativa de cada estrato encontrado y posteriormente, se coloca en bolsas por separado con una nota de identificación.
- 3) Dichas bolsas de material son enviadas al laboratorio.



Figura 4.2.- Toma de muestras con barrena. (Crespo Villalaz; 2004:30).

La forma de obtener muestras integrales de zanjas o cortes es realizando el procedimiento descrito a continuación:

- 1) Primeramente se retira la capa de despulme superficial.
- 2) El material seco y suelto se quita dando lugar a un suelo fresco de donde se obtendrá la muestra.
- 3) Con el propósito de recoger la muestra se extiende una lona impermeable al pie del talud.
- 4) Se realiza una excavación vertical en forma de canal de sección constante, comenzando en la parte superior y hasta el fondo depositándolo en la lona impermeable.
- 5) De igual manera que las anteriores se coloca en una bolsa y se envía al laboratorio etiquetándola para que pueda ser identificada.



Figura 4.3.- Obtención de muestras integrales.

Fuente: propia.

Las muestras inalteradas equivalen a cortar un trozo de suelo y se obtienen de tamaños que se crea conveniente, entre las dimensiones normales se encuentran 0.30m x 0.30m x 0.30m, mismas que son cubiertas con parafina la cual permite guardar humedad y ser empacada de modo que, sea enviada al laboratorio de forma segura. Para que una muestra inalterada sea de caras planas se siguen los siguientes pasos:

- 1) Realizando limpieza y alisando la superficie logrando al mismo tiempo marcar el contorno.
- 2) Alrededor se comienzan excavaciones de zanjas.
- 3) Las excavaciones anteriores se hacen cada vez más pronunciadas, para poder cortar los lados del trozo con el apoyo de un cuchillo de hoja delgada.
- 4) Se corta por completo el trozo retirándolo del hoyo.

- 5) Marcar la cara superior que corresponde al nivel del terreno, conociendo de esta manera la posición original que mantenía desde su origen. Seguido de esto se achaflanar las aristas aplicando tres capas de parafina caliente.
- 6) Tomar en cuenta que si la muestra no será utilizada pronto necesita protección adicional a las tres capas ya aplicadas, que consiste en envolver la muestra en una tela blanda sujeta con un cordel.



Figura 4.4.- Obtención de muestra inalterada.

Fuente: propia.

Es importante considerar que si el laboratorio al que se enviará la muestra es muy lejano, es necesario aplicar mayor protección, basada en recubrir la muestra con 1.27 cm como mínimo de parafina y empacarla con aserrín, paja o papel dentro de una caja.

En un sondeo a cielo abierto, la forma de obtener una muestra inalterada de la pared de un corte, se pondrá en práctica lo que a continuación se describe:

- 1) Limpieza y alisado de la cara de la superficie, marcando contornos.
- 2) Excavando en los lados y la parte trasera, de manera que tome forma con un cuchillo de hoja delgada.
- 3) Se termina de cortar por completo el trozo, retirando con mucho cuidado del hoyo y marcando la parte superior para poder identificarla.
- 4) Por último se emparafina y se traslada al laboratorio.



Figura 4.5.- obtención de una muestra inalterada de la pared de un corte.

Fuente: propia.

La realización de pozos a cielo abierto resulta de gran utilidad, logrando obtener resultados muy satisfactorios hablando en este caso, hasta el límite de la profundidad que se realiza; además de que permite explorar y conocer la estratigrafía.

El simple hecho de llegar a excavar al nivel de los cimientos no garantiza conocer a ciencia cierta, la naturaleza del terreno que se encuentra debajo de estos

que es el que verdaderamente soportara la estructura a realizar, el medio para obtener un análisis más a fondo es recurrir a realizar perforaciones a gran profundidad. Estas perforaciones son hechas por medio de barrenas que permiten llegar al estrato requerido y en ese momento, se obtiene la muestra inalterada con la ayuda de una herramienta especial llamada de un tubo de Shelby, el trabajo se realiza forzándose dentro del terreno aplicándole una presión continua.

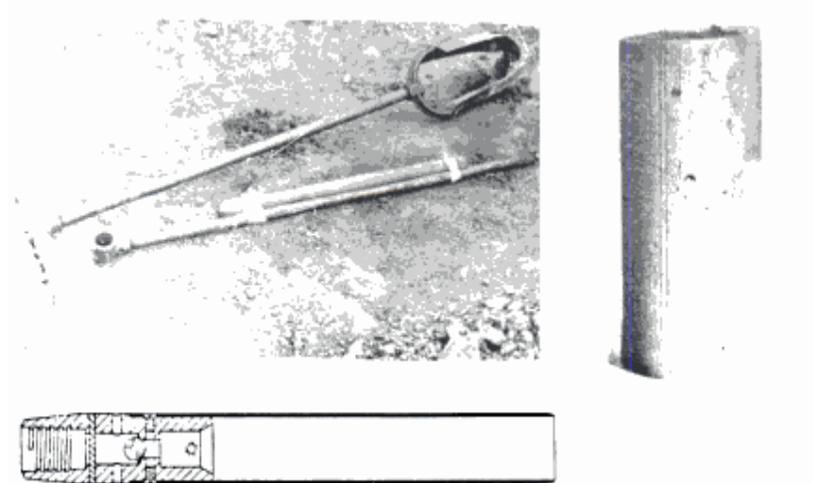


Figura 4.6.- Esquema del tubo de Shelby. (Crespo Villalaz; 2004:35).

4.2. Profundidad de las perforaciones.

No es posible determinar la profundidad a la que se debe llegar, debido a que esta llega a detenerse de acuerdo al tipo de suelo encontrado, así como a factores que son considerables como el tamaño y peso de la estructura que será construida, esfuerzos que llegan a desarrollarse por la carga distribuida y las cargas debajo de las zapatas individuales.

“Salvo en casos muy especiales, no es necesario investigar el suelo a profundidades mayores de 1 a 1.5 veces la menor dimensión del área cargada. Llegar a profundidades de 1.5 veces la menor dimensión del área cargada es muy recomendable en el caso de estructuras muy pesadas como silos y edificios de muchos pisos. En obras comunes de un nivel, llegar a 3.5 m; para dos niveles, llegar a 6.0 m; para tres niveles, llegar a 10.0 m; para cuatro niveles, llegar a 15 m, y para cinco niveles o más, llegar a 25 m” (Crespo Villalaz; 2004:36).

4.3. Perfil de suelos.

Durante el proceso de perforación sin importar el medio empleado, se deberá registrar el espesor del estrato conforme se va avanzando, así mismo el tipo de suelo encontrado en cada uno ellos; con lo anterior y con los resultados de las pruebas practicadas a los materiales se elabora un perfil de suelos.

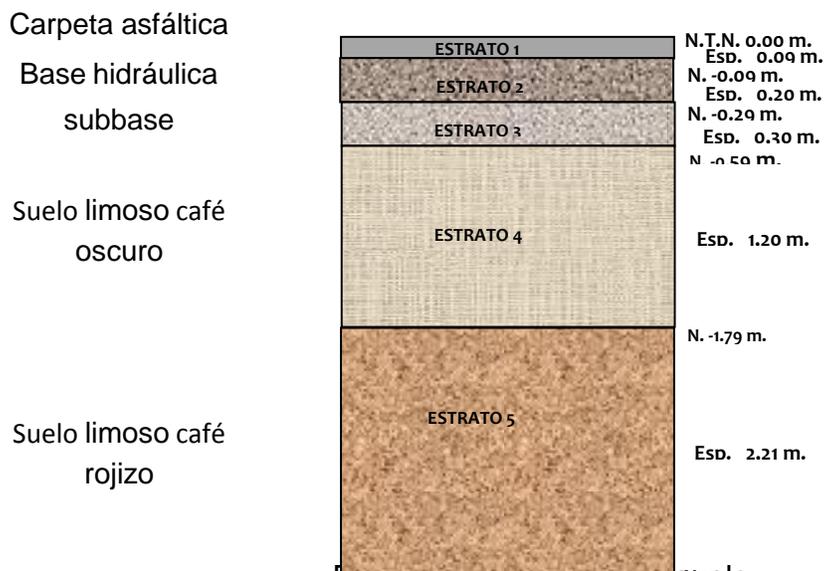


Figura 4.7.- Perfil de un suelo.

Fuente: propia.

4.4. Secado, disgregación y cuarteo de muestras alteradas.

Ya que se encuentran las muestras alteradas en el laboratorio se procede al secado, el cual no necesariamente será por medio de un proceso de secado, es decir, con un contenido de humedad que permita la fácil disgregación podrá extenderse sobre una superficie limpia y expuesta al sol.

También es posible que puedan colocarse en charolas y estas a su vez dentro de un horno a una temperatura de 50 °C o en su caso, un secado lento y cuidadoso en una estufa con un calor bajo.

Por otro lado el objeto de disgregar una muestra inalterada, es hacerla semejante al estado en el que se encontrará durante el desarrollo de la construcción, donde el ingeniero juega un papel muy importante en la decisión del grado de disgregación del material en base al destino, equipo y el procedimiento de construcción.

El proceso de disgregación se efectúa con un mazo de madera con un peso aproximado de 1 Kg. y medidas de 9.5 cm de cada lado y una altura de 15 cm, con un mango saliente en la cara posterior de la base, el mazo algunas veces se encuentra forrado con una base de cuero; el material previamente tamizado por la malla del No. 4 y retenido en esta, se deposita en una charola e inmediatamente después se macea dejando caer el mazo en forma vertical, sobre el material a una altura aproximada de 20 cm.

Hecho lo anterior se procede a mezclar el material que paso por la malla del No.4 y la muestra disgregada, para dar lugar al proceso de cuarteo.

Con el resultado de la mezcla anterior, se comienza a formar un cono colocando material con una pala cuadrada en el vértice del mismo permitiendo el acomodo de este, después el cono se truncará con la pala ya mencionada logrando obtener una altura de 15 cm, acto seguido con una regla se hacen las divisiones en forma de cuadrantes. Se toman dos cuadrantes opuestos para mezclarlos y así sucesivamente se repite la operación, hasta obtener la cantidad de muestra necesaria para las pruebas.

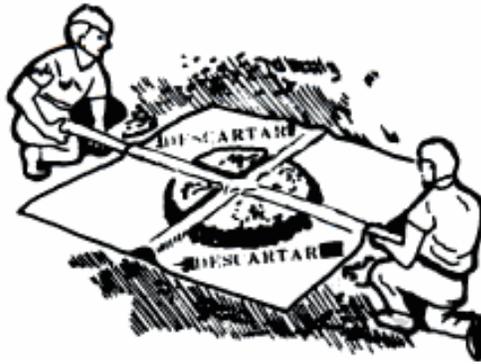


Figura 4.8.- Cuarteo de muestras. (Crespo Villalaz; 2004:39).

CAPÍTULO 5

RESUMEN DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN.

Es importante dar a conocer la ubicación del lugar donde fueron realizados los trabajos del presente proyecto, el cual se localiza en la zona del libramiento Oriente de esta ciudad. Durante el transcurso del presente capítulo se darán a conocer datos como colindancias y las principales características físicas que corresponden al lugar.

5.1. Generalidades.

La ciudad de Uruapan es cabecera municipal del municipio y es conocida como “la capital mundial del aguacate”, por su gran producción anual con calidad de exportación.

Se localiza al Oeste del Estado, en las coordenadas 19°25' de latitud Norte y 102°03' de longitud Oeste, a una altura de 1,620 metros sobre el nivel del mar. Es el punto de unión entre tierra caliente y la meseta Purépecha, limita al Norte con Charapan, Paracho y Nahuatzen, al Este con Tingambato, Ziracuaretiro y Taretan, al Sur con Gabriel Zamora, y al Oeste con Nuevo Parangaricutiro, Peribán y Los Reyes. Su distancia a la capital del Estado es de 120 km y cuenta con una extensión territorial de 954.17 km² equivalentes a 1.62% de la extensión total del Estado.



Imagen 5.1.- Macro localización de la ubicación del predio.

Fuente: www.googleearth.com (2007).

5.2. Hidrografía y clima.

De acuerdo con el INEGI su hidrografía se constituye por el río Cupatitzio, las presa Caltzontzin, Salto Escondido y la cascada conocida como la Tzaráracua, principalmente esta zona se localiza dentro de la región del Balsas en la cuenca del Rio Tepalcatepec – Infiernillo. Su clima es templado y tropical como también, templado subhúmedo con lluvias en verano. Se tiene una precipitación pluvial anual de 1,760 milímetros y temperaturas que oscilan entre 12.0° a 24.0° centígrados.

5.3. Resumen ejecutivo.

El proyecto a realizar es la Ampliación de la nave industrial principal de la empresa Calavo de México S.A. de C.V., en la que se pretende ampliar una área de aproximadamente 4200 m², la ampliación está dirigida hacia la parte oriente de la nave principal actual.

Con el apoyo de personal técnico de un laboratorio de la ciudad, se dio inicio a los trabajos en el predio anteriormente citado, donde se proyecta la construcción con la finalidad de realizar el muestreo en campo, el cual es requerido para el estudio de mecánica de suelos.

Los trabajos consistieron en la realización de tres sondeos o pozos a cielo abierto (PCA) dentro del área destinada a la construcción, esto con el propósito de obtener muestras alteradas representativas del suelo de cada uno de los estratos encontrados, de igual manera muestras inalteradas dependiendo de las condiciones del suelo. Posteriormente dichas muestras fueron trasladadas para su estudio al laboratorio de suelos, esto con la finalidad de determinar las propiedades índices y mecánicas del suelo.

Se requiere como respuesta a los objetivos planteados al principio del presente proyecto, principalmente conocer las condiciones, estratigrafía y clasificación del suelo, así como obtener la capacidad de carga del mismo.

5.4. Entorno geográfico.

La ubicación geográfica del predio en cuestión dentro del municipio de Uruapan, Michoacán; queda comprendida en las coordenadas 19°23'20.62" de latitud Norte y 102° 02'02.13" de longitud Oeste, a una altura de 1,602 metros sobre el nivel del mar.

Limita al Norte con propiedad privada, al Este con el Libramiento Oriente, al Sur y al Oeste con propiedad privada.



Imagen 5.2.- Micro localización del predio en estudio.

Fuente: www.googleearth.com (2007).

5.5. Informe fotográfico del lugar.

En las siguientes imágenes se aprecia la vista general de la fachada de la empresa Calavo de México S.A. de C.V.; así como la vialidad que se encuentra al lado Este de la misma y que conduce al Norte de la ciudad.



Imagen 5.3.- Predio en el que se realizó la investigación de campo.

Fuente: www.googleearth.com (2007).



Imagen 5.4.- Vialidad libramiento Oriente de la ciudad.

Fuente: www.googleearth.com (2007).

5.6. Estudios realizados.

Se realizaron por medios mecánicos tres sondeos distribuidos en el área destinada a la ampliación de la nave industrial, identificando las características de la estratigrafía de los mismos y registrando el número de estratos, espesor y color de cada uno así como su apariencia física; posteriormente se obtuvieron las muestras alteradas e inalteradas las cuales fueron trasladadas al laboratorio para su estudio correspondiente.



Imagen 5.5.- Ubicación de los sondeos realizados.

Fuente: www.googleearth.com (2007).

CAPÍTULO 6

METODOLOGÍA ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

Durante el desarrollo de la presente investigación fue necesario aplicar una metodología la cual será explicada a continuación.

6.1. Método empleado.

De conformidad con Mendieta (2005), en esta investigación se sigue un desarrollo en base al método científico, debido al desencadenamiento de una serie de estudios que involucran principalmente la observación, la hipótesis y la experimentación, ofreciendo al investigador el descubrimiento de información que permite la comparación de resultados que ya existen o en su caso de nuevos resultados, así mismo la comparación entre el resultado real y el resultado analizado.

Es de importancia tomar en cuenta que cantidad es el primer concepto que llama la atención de toda persona, los estudios que se realicen sin importar la investigación y que requieran de la utilización de números de relaciones constantes, así como hipótesis y comprobaciones para la apreciación de resultados correctos o incorrectos, deberán seguir el método cuantitativo.

6.2. Enfoque de la investigación.

Atendiendo a lo anteriormente citado la presente tesis desarrolla un enfoque cuantitativo, que permite determinar resultados numéricos ampliamente certeros en cada etapa del estudio, ofreciendo un control de los fenómenos, uso del conteo, así como la magnitud de los mismos, facilitando la solución a los procedimientos de la investigación y la comparación con estudios similares.

El método cuantitativo es un método que se sigue en la vida diaria de cada persona, además de ser fundamental en ciencias como la Física, la Química, la Biología, que de alguna manera trabajan en conjunto con la ingeniería.

6.3. Alcance de la investigación.

Se determinó que el alcance de la investigación corresponde a un estudio de tipo descriptivo, dicho estudio aunque sea poco elaborado ofrece la posibilidad de predecir o relacionar. Según Hernández (2005), la finalidad es la descripción de eventos, situaciones y hechos, explicando la determinación de un fenómeno en específico, es decir como son y cómo se presentan.

“Los estudios descriptivos pretenden medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refiere”.
(Hernández y Cols. 2005:119)

La información que se pretende obtener ayudará a conocer y determinar las características de cada variable o concepto, evaluando cada uno de los datos obtenidos.

6.4. Diseño de la investigación.

Según Hernández y Cols. (2005), en la investigación en la que se emplea un diseño transeccional, se realiza la recopilación de datos en un momento preciso y en un tiempo único. El propósito de ello es la descripción de variables analizando su incidencia, así como su interrelación respecto al tiempo y sin modificar los parámetros ya establecidos en la interpretación de resultados, como es el caso cuando se describen eventos o fenómenos tal y como se dan en un contexto natural, con el fin de recolectar datos y analizarlos. Cabe señalar que este tipo de investigación se caracteriza por ser realizada sin la manipulación deliberada de las variables.

En la presente investigación se llevó a cabo un diseño no experimental transeccional, basado en la realización de diversos procedimientos matemáticos los cuales ya existen.

“Los diseños transeccionales descriptivos tienen como objetivo indagar la incidencia y los valores que se manifiestan una o más variables (dentro del enfoque cuantitativo) o ubicar, categorizar y proporcionar una visión de una comunidad, un evento, un contexto, un fenómeno o una situación”.(Hernández; 2005:273)

6.5. Instrumentos de recopilación de datos.

De acuerdo con Hernández y Cols. (2005), el proceder a la recopilación de datos implica medir la relación que indica la clasificación o cuantificación, con el fin de analizar correctamente dichos datos vigilando el cumplimiento y por ende, tenga confiabilidad y validez.

Los instrumentos empleados para lograr lo anterior involucra la visita de campo, para la obtención de muestras que conlleva a una serie de procedimientos a seguir. Posteriormente se realiza un estudio y análisis en laboratorio de las muestras obtenidas, valiéndose de diversas herramientas empleadas para la realización de pruebas de las cuales se obtienen los datos.

Para el apoyo de la interpretación de datos se tiene la necesidad de la aplicación de un software, en este caso fue utilizado el programa Excel el cual ofrece la manipulación para la creación de hojas de cálculo, para los procedimientos matemáticos requeridos.

Por otra parte se recurrió a la investigación documental de libros y de diferentes páginas de internet.

6.6. Descripción del proceso de investigación.

Para comenzar con el desarrollo de los trabajos de investigación, en un principio fue necesaria la visita al lugar en cuestión, para realizar los sondeos y

extracción de muestras suficientes. Posteriormente dichas muestras se trasladaron al laboratorio de suelos para la realización de los estudios de las mismas.

La recopilación de datos se realizó a través de los estudios, ya que estos arrojaron datos que fueron útiles para el reconocimiento de las características del suelo. Además se recurrió a los libros de texto y páginas de internet relacionados con el tema, principalmente para el desarrollo de los primeros capítulos en los cuales predominan las definiciones y conceptos teóricos, encaminados al objetivo de la investigación.

Se continuará con la interpretación de resultados dando solución a la pregunta planteada al inicio de la presente tesis, por medio de los cálculos correspondientes los cuales ofrecerán confiabilidad, seguridad y economía.

Finalmente como conclusión se harán las recomendaciones adecuadas para la construcción del proyecto, en cuanto a las condiciones y capacidad de carga del suelo se refiere.

6.7. Análisis e interpretación de resultados.

De la ejecución y exploración de campo así como, el análisis de estudio de las muestras obtenidas en el laboratorio de suelos se expone los siguientes resultados:

Sondeo uno.

La ubicación de este primer sondeo se encuentra dentro del área, que será destinada para la construcción de la ampliación de la nave industrial, el cual fue

realizado con el apoyo de medios mecánicos alcanzando una profundidad de 4.00 m. La estratigrafía encontrada está constituida por cinco estratos en la que se incluye la carpeta asfáltica.



Imagen 6.1.- Excavación del sondeo uno.

Fuente: propia.



Imagen 6.2.- Estratigrafía encontrada en el sondeo uno.

Fuente: propia.

Se obtuvieron muestras alteradas de cada uno de los estratos encontrados, que serán utilizadas para la clasificación del suelo así como la muestra inalterada, correspondiente al estrato número cinco situada a -3.5 m. del nivel actual.



Imagen 6.3.- Obtención de muestras alteradas.

Fuente: propia.



Imagen 6.4.- Obtención de muestras inalteradas.

Fuente: propia.

Estratigrafía general del sondeo uno:

- Estrato uno: conformado por carpeta asfáltica que tiene un espesor promedio de 0.09 m.
- Estrato dos: consta de una capa de base hidráulica de material de banco, con un espesor promedio de 0.20 m.
- Estrato tres: se trata de una capa de Subbase compuesta por material de banco, con un espesor promedio de 0.30 m.
- Estrato cuatro: Formado por una capa de un material fino de tipo limoso, que se caracteriza por tener un color café oscuro y consistencia media, con un espesor promedio de 1.20 m.
- Estrato cinco: Esta capa está compuesta por un material fino de tipo limoso, visiblemente de color café rojizo, de consistencia suave a media y con un espesor de 2.21 m.

En este sondeo a la profundidad de 4.00 m., no se encontró nivel de agua freática.

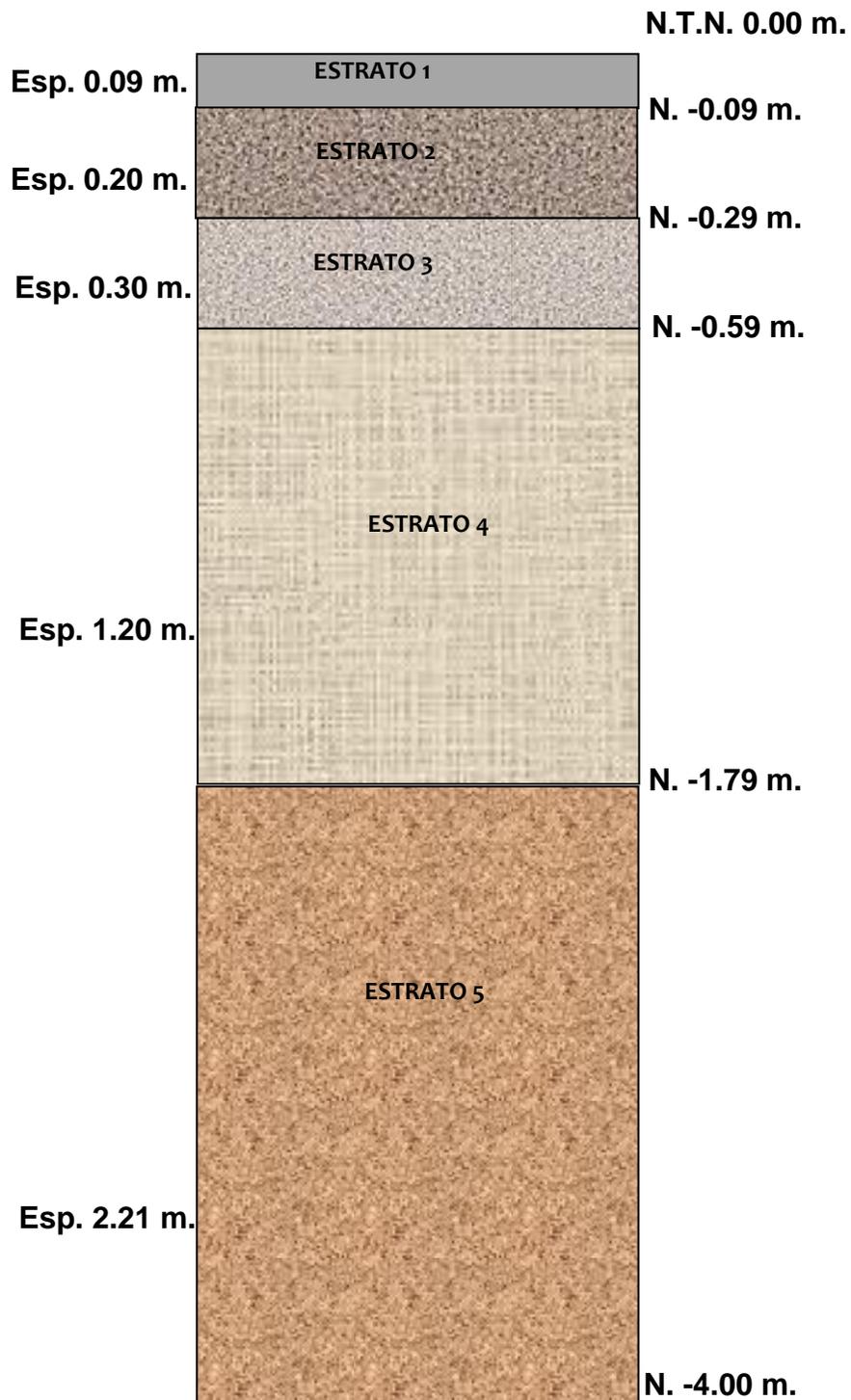


Figura 6.1.- Descripción de la estratigrafía del sondeo uno.

Fuente: propia.

PRUEBAS REALIZADAS	SONDEO 1			
	ESTRATO 2	ESTRATO 3	ESTRATO 4	ESTRATO 5
Profundidad del estrato (m)	De 0.09 a 0.29	De 0.29 a 0.59	De 0.59 a 1.79	De 1.79 a 4.00
Descripción ocular del suelo	Base hidráulica con material de banco	Subbase hidráulica con material del banco	Material fino de tipo limoso color café oscuro y consistencia media	Material fino de tipo limoso color café y rojizo y consistencia suave a media
Nivel de agua freática	No	No	No	No
Prof. de muestra inalterada (m)	-	-	-	3.50
	GRANULOMETRIA			
Peso volumétrico seco suelto PVSS (ton/m ³)	1.258	1.237	0.603	0.541
% Sobretamaños > 7.5 cm. (3")	0.00	0.00	0.00	0.00
% Gravas. Pasa 5.08 cm. (2") y retenido en 4,76 cm. (Malla No. 4)	50.80	72.70	0.00	0.00
% Arenas. Pasa 4.76 cm. (malla No. 4) y retenido en 0.0074 cm. (malla No. 200)	47.70	26.10	12.80	22.20
% Finos. Pasa 0.0074 cm. (malla No. 200)	1.60	1.10	87.20	77.80
Clasificación granulométrica	Grava mal graduada	Grava bien graduada	Material fino aparentemente limo	Material fino aparentemente limo
	LIMITES DE CONSISTENCIA			
Humedad natural (%)	13.51	14.94	104.50	115.30
Límite líquido (%)	Inapreciable	Inapreciable	69.00	52.00
Límite plástico (%)	Inapreciable	Inapreciable	57.02	33.33
Índice plástico (%)	Inapreciable	Inapreciable	11.98	18.67
Contracción lineal (%)	0.10	0.15	1.40	2.90
Clasificación límites	ML	ML	MH	MH

CLASIFICACION SUCS	(GP) GRAVA MAL GRADUADA	(GW) GRAVA BIEN GRADUADA	(MH) LIMO INORGANICO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	(MH) LIMO INORGANICO DE ALTA COMPRESIBILIDAD
	COMPRESION TRIAXIAL			
Peso volumétrico promedio (kg/m ³)	-	-	-	1.023
Cohesión (ton/m ²)	-	-	-	2.00
Angulo de fricción interna (°)	-	-	-	11.94
	CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL			
Densidad de sólidos	-	-	-	2.26
Q Preconsolidación (ton/m ²)	-	-	-	4.00

Tabla 6.1.- Concentrado del sondeo uno realizado para el estudio geotécnico.

Fuente: propia.

Los datos registrados en la tabla anterior, fueron obtenidos como se muestra en el "Anexo A".

Sondeo dos.

A través de medios mecánicos fue realizado el sondeo dos alcanzando una profundidad de 4.30 m., en donde se encontró una estratigrafía compuesta por cuatro estratos la cual incluye la carpeta asfáltica.



Imagen 6.5.- Excavación del sondeo dos.

Fuente: propia.



Imagen 6.6.- Estratigrafía encontrada en el sondeo dos.

Fuente: propia.

En este sondeo también se obtuvieron las muestras de suelo alteradas y la inalterada, esta última del estrato número tres a una profundidad de -1.2 m. del nivel actual.



Imagen 6.7.- Obtención de las muestras alteradas del sondeo dos.

Fuente: propia.



Imagen 6.8.- Obtención de la muestra inalterada del sondeo dos.

Fuente: propia.

Estratigrafía general del sondeo dos:

- Estrato uno: en el cual existe una capa de carpeta asfáltica con un espesor promedio de 0.08 m.
- Estrato dos: en donde se encontró una capa de base hidráulica de material de banco con un espesor promedio de 0.45 m.
- Estrato tres: en el que se presenta una capa de material fino de tipo limoso de color café oscuro, consistencia media y con espesor medio de 1.0 m.
- Estrato cuatro: está compuesto por una capa de material fino de tipo limoso, se presenta de color café rojizo, con una consistencia suave a media y con un espesor promedio de 2.77 m.

En el sondeo dos a la profundidad de 4.30 m. no se encontró el nivel de aguas freáticas.

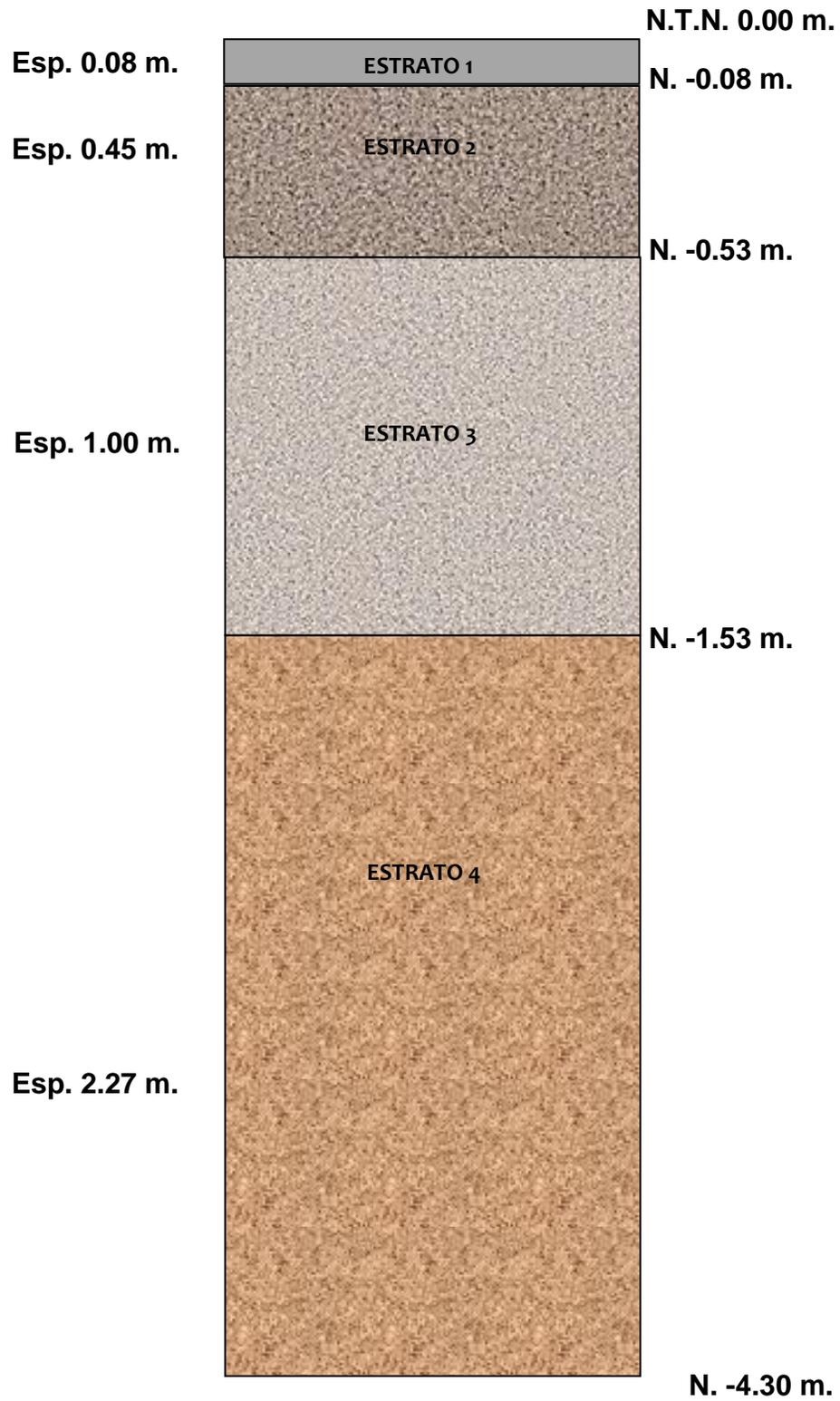


Figura 6.2.- Descripción de la estratigrafía del sondeo dos.

Fuente: propia.

PRUEBAS REALIZADAS	SONDEO 2		
	ESTRATO 2	ESTRATO 3	ESTRATO 4
Profundidad del estrato (m)	De 0.08 a 0.53	De 0.53 a 1.53	De 1.53 a 4.30
Descripción ocular del suelo	Base hidráulica con material de banco	Material fino de tipo limoso color café oscuro y consistencia media.	Material fino de tipo limoso color café rojizo y consistencia suave a media
Nivel de agua freática	No	No	No
Prof. de muestra inalterada (m)	-	1.20	3.50
	GRANULOMETRIA		
Peso volumétrico seco suelto PVSS (ton/m ³)	1.295	0.600	0.560
% Sobretamaños > 7.5 cm. (3")	0.00	0.00	0.00
% Gravas. Pasa 5.08 cm. (2") y retenido en 4,76 cm. (Malla No. 4)	52.60	0.00	0.00
% Arenas. Pasa 4.76 cm. (malla No. 4) y retenido en 0.0074 cm. (malla No. 200)	44.60	12.80	15.60
% Finos. Pasa 0.0074 cm. (malla No. 200)	2.80	87.20	84.40
Clasificación granulométrica	Grava bien graduada	Material fino, aparentemente limo	Material fino aparentemente limo
	LIMITES DE CONSISTENCIA		
Humedad natural (%)	10.93	103.20	116.00
Límite líquido (%)	Inapreciable	62.00	60.00
Límite plástico (%)	Inapreciable	50.00	45.78
Índice plástico (%)	Inapreciable	12.00	14.22
Contracción lineal (%)	0.10	1.90	2.90
Clasificación límites	ML	MH	MH

CLASIFICACION SUCS	(GW) GRAVA BIEN GRADUADA	(MH) LIMO INORGANICO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	(MH) LIMO INORGANICO DE ALTA COMPRESIBILIDAD
	COMPRESION TRIAXIAL		
Peso volumétrico promedio (kg/m ³)	-	0.899	1.040
Cohesión (ton/m ²)	-	3.80	1.90
Angulo de fricción interna (°)	-	15.06	11.51
	CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL		
Densidad de sólidos	-	2.36	2.25
Q Preconsolidación (ton/m ²)	-	10.00	4.50

Tabla 6.2.- Concentrado del sondeo dos realizado para el estudio geotécnico.

Fuente: propia.

Los datos registrados en la tabla anterior, fueron obtenidos como se muestra en el "Anexo B.

Sondeo tres.

A continuación por medio de imágenes se observa la realización del sondeo número tres, en la zona de la ampliación de la nave industrial con terreno natural, en donde con el apoyo de medios mecánicos se llegó a la profundidad de 4.00 m. Así mismo también se muestra la estratigrafía encontrada en este sondeo la cual se encuentra conformada por tres estratos en donde se incluye la capa vegetal.



Imagen 6.9.- Excavación del sondeo tres.

Fuente: propia.



Imagen 6.10.- Estratigrafía encontrada en el sondeo tres.

Fuente: propia.

Al igual que en los dos anteriores sondeos en este también se obtuvieron las muestras alteradas y la muestra inalterada, esta última fue obtenida del estrato número tres a la profundidad de -1.50 m. del nivel actual.



Imagen 6.11.- Obtención de las muestras alteradas del sondeo tres.

Fuente: propia.



Imagen 6.12.- Obtención de la muestra inalterada del sondeo tres.

Fuente: propia.

Estratigrafía general del sondeo tres:

- Estrato uno: en el cual se encuentra capa vegetal, conformada por raíces, pasto y material fino de tipo limoso, con un espesor promedio de 0.30 m.
- Estrato dos: en el que se encuentra una capa de material fino de tipo limoso el cual presenta un color café oscuro, de consistencia media y con un espesor promedio de 1.00 m.
- Estrato tres: en donde se encuentra una capa de material fino de tipo limoso con características de color café rojizo, consistencia suave a media, cuenta con un espesor promedio de 2.70 m.

En este sondeo tres a la profundidad de 4.00 m. tampoco se encontró el nivel de aguas freáticas.

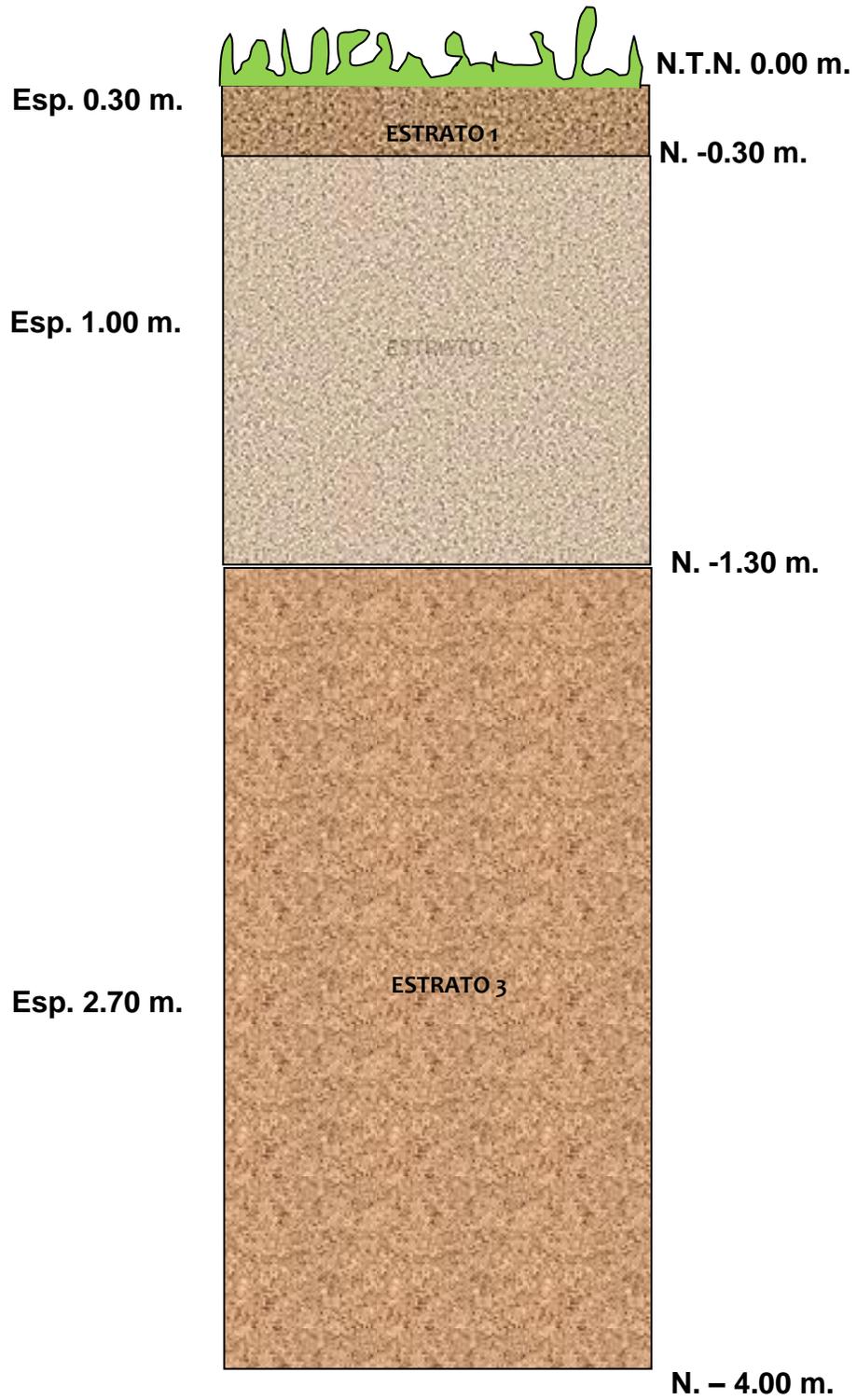


Figura 6.3.- Descripción de la estratigrafía del sondeo tres.

Fuente: propia.

PRUEBAS REALIZADAS	SONDEO 3	
	ESTRATO 2	ESTRATO 3
Profundidad del estrato (m)	De 0.30 a 1.30	De 1.30 a 4.00
Descripción ocular del suelo	Material fino de tipo limoso color café oscuro y consistencia media	Material fino de tipo limoso color café rojizo y consistencia suave a media.
Nivel de agua freática	No	No
Prof. de muestra inalterada (m)	-	1.50
	GRANULOMETRIA	
Peso volumétrico seco suelto PVSS (ton/m³)	0.628	0.580
% Sobretamaños > 7.5 cm. (3")	0.00	0.00
% Gravas. Pasa 5.08 cm. (2") y retenido en 4.76 cm. (Malla No. 4)	0.00	0.00
% Arenas. Pasa 4.76 cm. (malla No. 4) y retenido en 0.0074 cm. (malla No. 200)	27.00	34.00
% Finos. Pasa 0.0074 cm. (malla No. 200)	73.00	66.00
Clasificación granulométrica	Material fino, aparentemente limo	Material fino, aparentemente limo
	LIMITES DE CONSISTENCIA	
Humedad natural (%)	103.67	118.69
Límite líquido (%)	67.00	52.00
Límite plástico (%)	55.56	33.33
Índice plástico (%)	11.44	18.67
Contracción lineal (%)	2.40	2.90
Clasificación límites	MH	MH

CLASIFICACION SUCS	(MH)LIMO INORGANICO DE ALTA COMPRESIBILIDAD	(MH) LIMO INORGANICO DE ALTA COMPRESIBILIDAD
	COMPRESION TRIAXIAL	
Peso volumétrico promedio (kg/m ³)	-	1.004
Cohesión (ton/m ²)	-	1.93
Angulo de fricción interna (°)	-	10.85
	CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL	
Densidad de sólidos	-	2.28
Q Preconsolidación (ton/m ²)	-	4.80

Tabla 6.3.- Concentrado del sondeo tres realizado para el estudio geotécnico.

Fuente: propia.

Los datos registrados en la tabla anterior, fueron obtenidos como se muestra en el “Anexo C”.

Capacidad de carga realizada en laboratorio a través de las pruebas de resistencia al corte de suelos:

Sondeo uno.

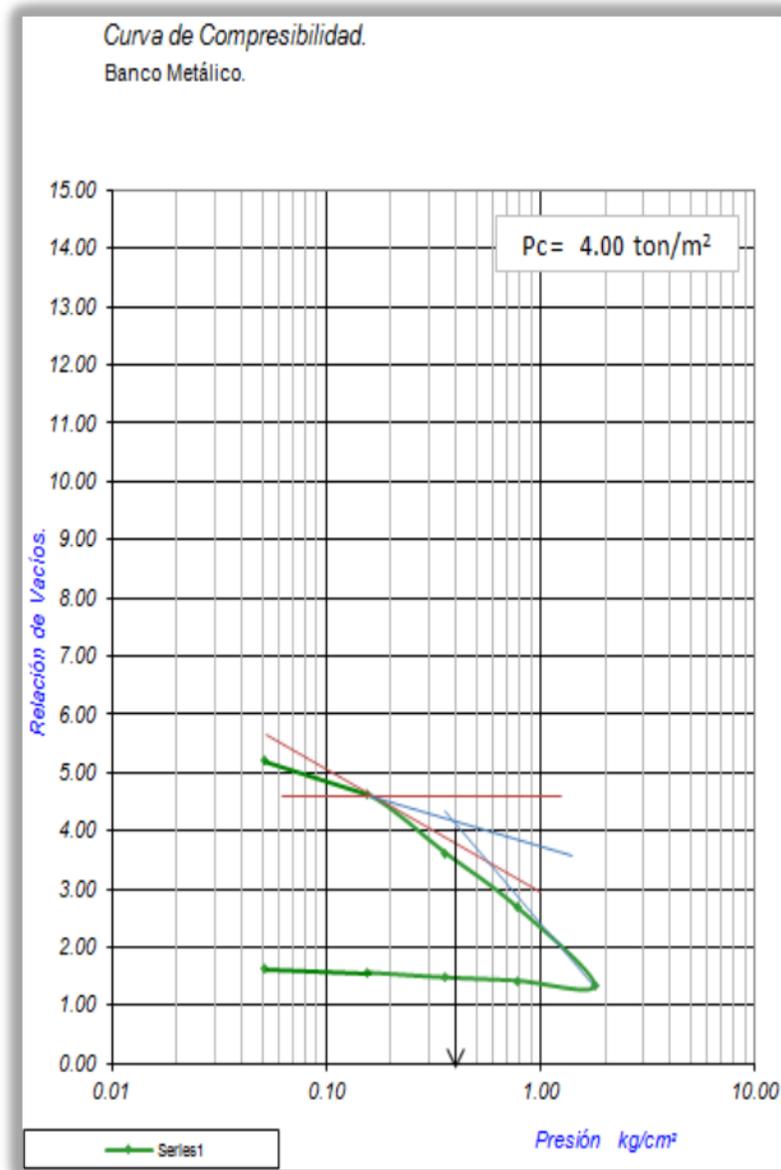
Al realizar el ensaye de compresión triaxial rápida se obtienen resultados de una capacidad de carga admisible, correspondiente al sondeo uno estrato cinco a la profundidad de 3.50 m.:

Capacidad de carga según <u>Terzaghi</u>			
Datos requeridos		Factores	
C(ton/m ²)	2.000	N _c =	9.25
D _f (m)	3.50	N _q =	2.96
B(m)	1.00	N _γ =	0.59
γ(ton/m ³)	1.023	SIE5	
φGrados =	11.94		
φRadian =	0.208		
Capacidad de carga obtenida:			
q _u =	29.39 ton/m ²		
q _{adm} = q _u /3 =	9.80 ton/m ² Admisible		

Tabla 6.4.- Capacidad de carga del sondeo uno estrato cinco.

Fuente: propia.

En forma reducida se presenta la gráfica realizada en base a la prueba de consolidación unidimensional, en la que resultó una carga de preconsolidación de 4 ton/m² de la muestra inalterada de suelo obtenida, del estrato cinco a la profundidad de 3.50 m.:



Gráfica 6.1.- Curva de compresibilidad del sondeo uno estrato cinco.

Fuente: propia.

Sondeo dos.

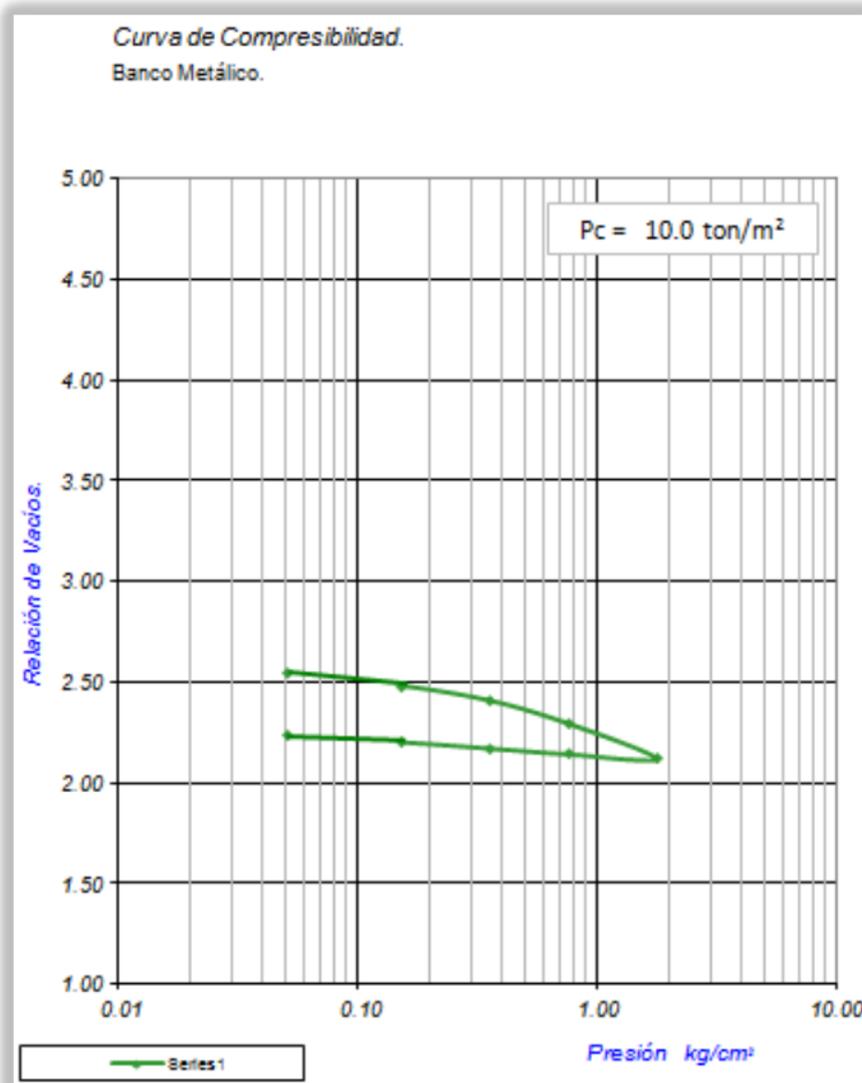
Para el sondeo dos en base al ensaye de compresión triaxial rápida, se obtiene una capacidad de carga admisible a la profundidad de 1.20 m.:

Capacidad de carga según Terzaghi			
Datos requeridos			Factores
C(ton/m ²)	3.800	Nc =	11.01
Df(m)	1.20	Nq =	3.96
B(m)	1.00	N _γ =	1.14
γ(ton/m ³)	0.899	S2E3	
φGrados =	15.06		
φRadian =	0.263		
Capacidad de carga obtenida:			
qu =	46.65 ton/m ²		
qadm = qu/3 =	15.55 ton/m ² Admisible		

Tabla 6.5.- Capacidad de carga del sondeo dos estrato tres.

Fuente: propia.

Realizando la gráfica de la prueba de consolidación unidimensional de la muestra de suelo inalterada, del sondeo dos estrato tres a la profundidad de 1.20 m. se obtiene una carga de preconsolidación de 10 ton/m². Cabe señalar que la probeta de ensaye tuvo un comportamiento uniforme en el cual no se llegó a presentar un límite definido de asentamientos mayores.



Gráfica 6.2.- Curva de compresibilidad del sondeo dos estrato tres.

Fuente: propia.

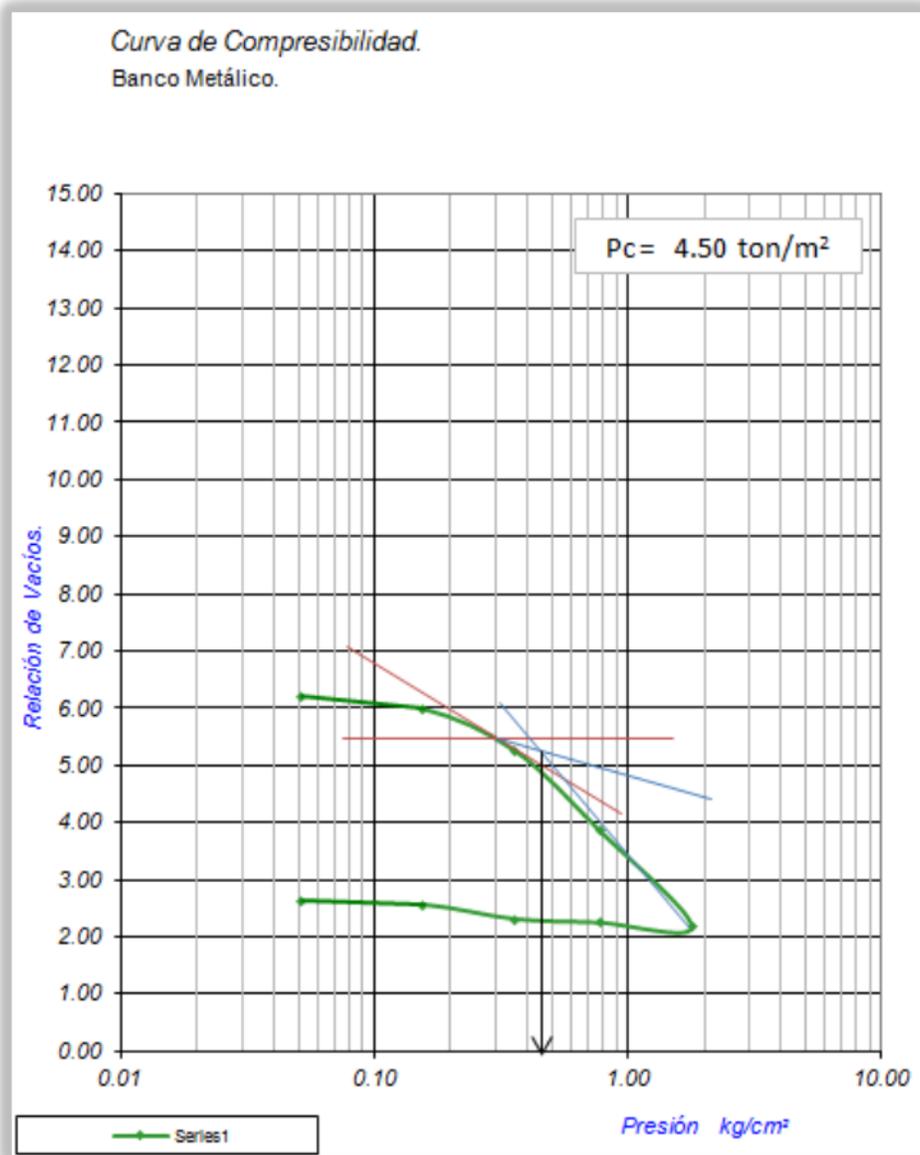
Para el caso del sondeo dos estrato cuatro se tiene que la capacidad admisible, en base al ensaye de compresión triaxial rápida a la profundidad de 3.50 m.:

Capacidad de carga según Terzaghi			
Datos requeridos			Factores
C(ton/m ²)	1.900	Nc =	9.04
Df(m)	3.50	Nq =	2.84
B(m)	1.00	N _γ =	0.53
γ(ton/m ³)	1.040	S2E4	
φGrados =	11.51		
φRadian =	0.201		
Capacidad de carga obtenida:			
qu =	29.28 ton/m ²		
qadm = qu/3 =	9.76 ton/m ² Admisible		

Tabla 6.6.- Capacidad de carga del sondeo dos estrato cuatro.

Fuente: propia.

De forma reducida se presenta la gráfica de la prueba de consolidación unidimensional, que se realizó a la muestra de suelo de sondeo dos estrato cuatro a la profundidad de 3.50 m. en la cual resultó una carga de preconsolidación de 4.50 ton/m².



Gráfica 6.3.- Curva de compresibilidad del sondeo dos estrato cuatro.

Fuente: propia.

Sondeo tres.

En lo que refiere al sondeo tres estrato tres y en base al ensaye de compresión triaxial rápida, se tiene una capacidad de carga admisible a la profundidad de 1.50 m.:

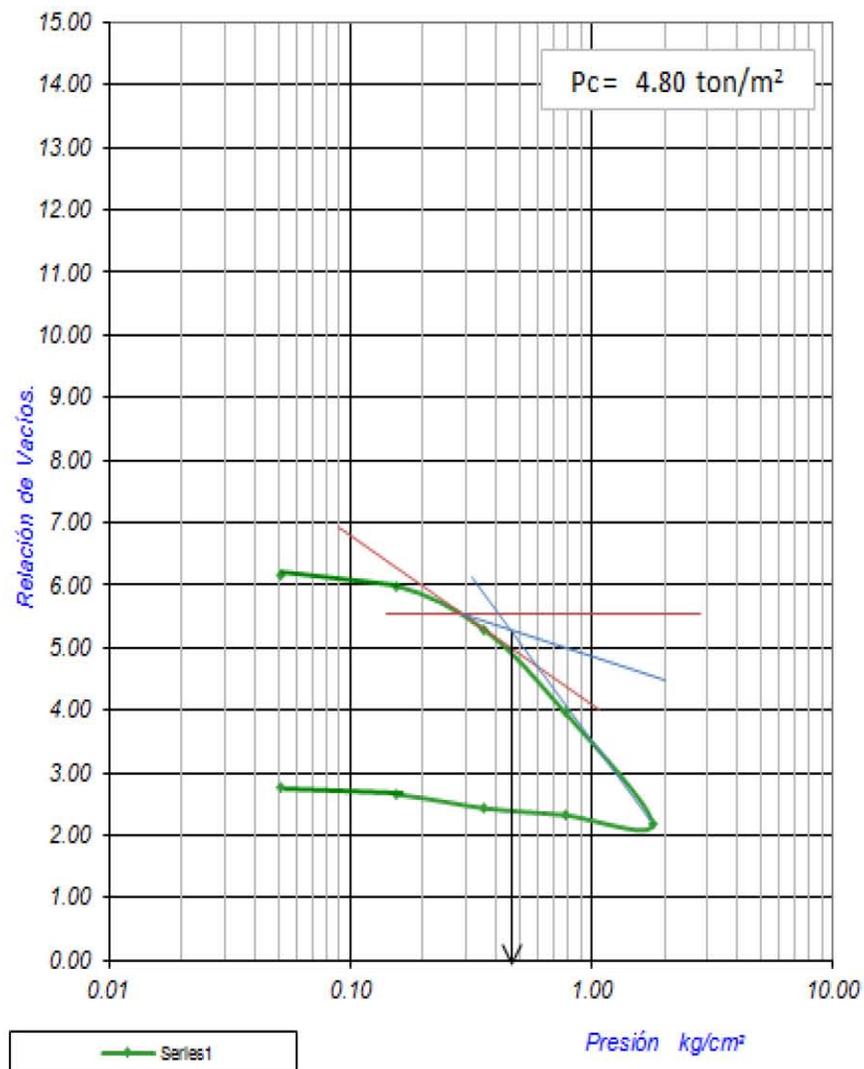
Capacidad de carga según <u>Terzaghi</u>			
Datos requeridos			Factores
C(ton/m ²)	1.930	N _c =	8.73
D _f (m)	1.50	N _q =	2.67
B(m)	1.00	N _γ =	0.45
γ(ton/m ³)	1.004	S3E3	
φGrados =	10.85		
φRadian =	0.189		
Capacidad de carga obtenida:			
q _u =	21.10 ton/m ²		
q _{adm} = q _u /3 =	7.03 ton/m ² Admisible		

Tabla 6.7.- Capacidad de carga del sondeo tres estrato tres.

Fuente: propia.

Graficando en forma reducida el resultado de la prueba de consolidación unidimensional, de la muestra alterada de suelo del sondeo tres estrato tres a la profundidad de 1.50 m., se obtiene una carga de preconsolidación de 4.8 ton/m².

Curva de Compresibilidad.
Banco Metálico.



Gráfica 6.4.- Curva de compresibilidad del sondeo tres estrato tres.

Fuente: propia.

En general el predio en cuestión presenta una estratigrafía hasta la profundidad explorada de 4.30 m., la cual está conformada por dos estratos, el primero por un limo inorgánico de alta compresibilidad de color café oscuro y de consistencia media, mismo que se encuentra presente en los tres sondeos realizados con un espesor de entre 1.00 a 1.20 m., el segundo estrato mencionado, se trata de un limo inorgánico de alta compresibilidad de color café rojizo con una consistencia suave a media, con espesores que varían de entre 1.00 a 2.70 m.

SONDEO	Df (m)	qu(ton/m²)	qadm=qu/3 (ton/m²)	Pc (ton/m²)
S1E5	3.50	29.39	9.80	4.00
S2E3	1.20	46.65	15.55	10.0
S2E4	3.50	29.28	9.76	4.50
S3E3	1.50	21.10	7.03	4.80

Tabla 6.8.- Resumen general de resultados.

Fuente: propia.

El sondeo uno y sondeo dos se realizaron en la zona donde se presenta una superficie de rodamiento de carpeta asfáltica, estructura constituida por 8 cm. de carpeta asfáltica y un mejoramiento con material seleccionado de entre 45 y 50 cm., el lugar donde se realizó el sondeo tres no presenta superficie de rodamiento sin

embargo, existe capa vegetal constituida por pasto, raíces y material orgánico con espesor de 30 cm.

No fue encontrado el nivel de aguas freáticas a la profundidad explorada dicha con anterioridad, aunque se tienen humedades naturales mayores al 100%, por lo que visto de esta manera se tendrá que considerar la estabilización del terreno natural o en su defecto la utilización de capas de filtro.

CONCLUSIÓN.

Regresando al inicio de la presente investigación, en donde se plantean los objetivos a los que se busca dar respuesta con el estudio de geotecnia, se comenta lo siguiente:

Se cumplió con el objetivo general que era obtener la capacidad de carga del suelo, para la ampliación de una nave industrial en las instalaciones de la empresa Calavo de México S.A. de C.V., pues de acuerdo a las muestras inalteradas obtenidas en cada sondeo y a los resultados obtenidos de las pruebas, practicadas a las mismas como la de la compresión triaxial rápida y a la prueba de consolidación unidimensional, se tiene que en el estrato conformado por un limo inorgánico con características de alta compresibilidad y de color café oscuro, se recomienda una capacidad de carga de 8.0 ton/m².

Para el estrato que se encuentra conformado por un limo inorgánico de alta compresibilidad, con características de alta compresibilidad y de color café rojizo, la capacidad de carga recomendada es de 4.50 ton/m².

En cuanto al primer objetivo particular, que se refiere a definir qué es un suelo, se menciona en el capítulo 1 que el suelo como tal difiere en su definición y se basa en el interés y en el uso que se le da al mismo; aunque para fines de este proyecto de tesis, la definición de suelo es la representación de cualquier tipo de material, en la que su característica principal de identificación es que sea de consistencia terrosa.

Por otro lado y como segundo objetivo particular era señalar el procedimiento para la toma de muestra, se describe lo siguiente; se explicaron los diferentes tipos de procedimiento para poder obtener muestras dependiendo del fin de las mismas, ya que pueden ser alteradas o inalteradas y requieren de diferentes procedimientos de prueba para la interpretación de resultados, en este caso se optó por realizar pozos a cielo abierto en cada sondeo, ya que permiten la exploración para tener el conocimientos de la estratigrafía del suelo hasta la profundidad excavada.

Como tercer objetivo particular el cual era identificar y clasificar el suelo del lugar, se menciona que es un punto muy importante ya que permite obtener el tipo de suelo con el que se está trabajando, a través de pruebas hechas en laboratorio principalmente granulometría y los límites de consistencia, donde los resultados de estos se toman para que sean identificados dentro de la tabla del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS). Siguiendo el procedimiento anterior se encontró que los tres sondeos realizados presentan dos estratos diferentes, el primer estrato fue identificado como un limo inorgánico de alta compresibilidad, de color café oscuro y consistencia media, en segundo lugar, se trata de un limo inorgánico de alta compresibilidad de color café rojizo y de consistencia suave a media.

Finalmente y después de realizar la presente investigación teórica y de campo en la que se describieron los procedimientos para realizar un estudio de geotecnia, se llega a determinar que este tipo de estudios es fundamental, ya que permite

ofrecer seguridad, economía y calidad optimizando recursos tanto para elegir el proceso constructivo, así como en el desarrollo de la ejecución del mismo.

BIBLIOGRAFÍA.

Arias Rivera, G. Carlos y Meza Reyna, Jorge L. (1984).

Cuaderno de trabajo de comportamiento de suelos.

Ed. Universidad Nacional Autónoma de México Facultad de Ingeniería, México.

Crespo Villalaz, Carlos y Cols. (2004).

Mecánica de suelos y cimentaciones.

Ed. Limusa, México.

Daniel, Graux (1975).

Fundamentos de mecánica del suelo proyecto de muros y cimentaciones.

Ed. Técnicos y asociados, S.A., España.

Hernández Sampieri, Roberto (2005).

Metodología de la investigación.

Ed. Mc. GRAW – HILL, México.

Juárez Badillo, Eulalio (2005).

Mecánica de suelos I.

Ed. Limusa, México.

Mendieta Alatorre, Ángeles (2005).

Métodos de investigación y manual académico.

Ed. Porrúa, México.

Rico Rodríguez, Alfonso (2005).

La ingeniería de suelos en las vías terrestres.

Ed. Limusa, México.

Sanz Llano, Juan José (1975).

Mecánica de suelos.

Ed. Técnicos y asociados, S.A., España.

Terrazas, S. Álvaro y Brito Ch. Esteban (1996).

Pruebas de laboratorio de mecánica de suelos.

Otras fuentes de información:

<http://www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/Apunte%20de%20Resistencia%20al%20corte%201.pdf>

<http://calavo.cl/history.php>

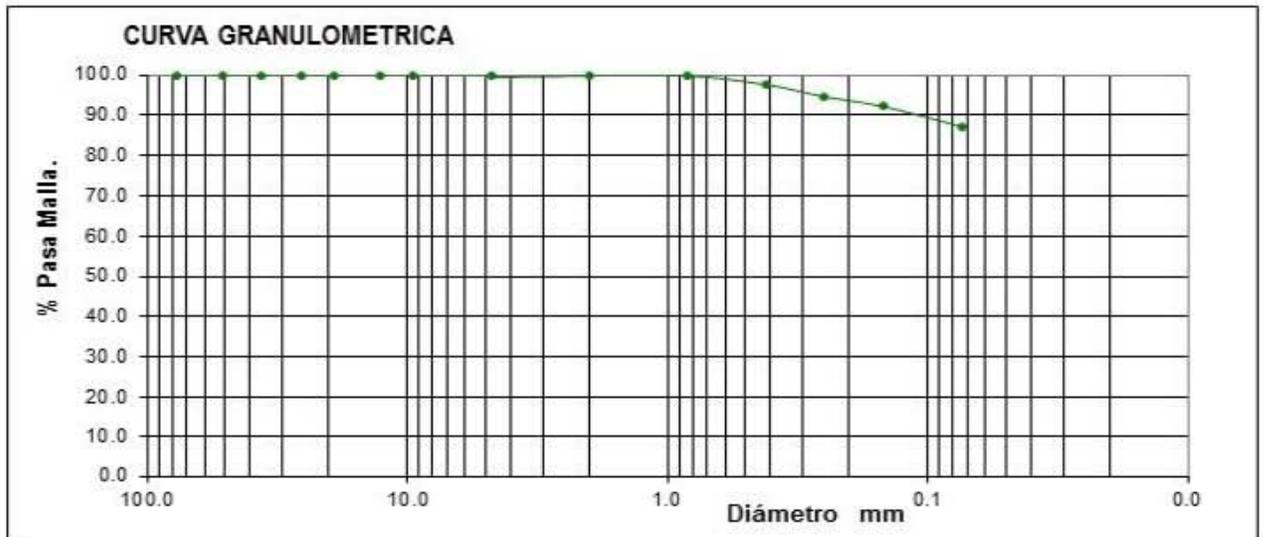
<http://calavo.cl/timelife.php>

ANEXOS

GRANULOMETRIA O CLASIFICACION POR TAMAÑOS DEL SUELO

OBRA <u>CALAVO DE MEXICO SA DE CV</u>	DESPERDICIO % RET 2" _____	FECHA: _____
PROYECTO: <u>AMPLIACION DE NAVE INDUSTRIAL</u>	PESO HUMEDO (gm) _____	
ENSAYE No. _____ SONDEO No. <u>UNO</u>	PESO SECO (gm) _____	% W NAT. _____
ESTRATO No. <u>CUATRO</u> PROF. _____	PESO NETO DE MAT. "kg" _____	OPERADOR: _____
DESCRIPCIÓN MATER. <u>CAFÉ OSCURO</u>	VOLUMEN MOLDE "m3" _____	CÁLCULO: _____
TIPO DE GRANULOMETRIA : <u>por lavado</u>	PESO VOLUMETRICO "Ton/m3" _____	Vo. Bo.: _____

GRANULOMETRIA GRUESA HASTA MALLA No. 4					GRANULOMETRIA FINA POR LAVADO HASTA MALLA No. 200				
Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla	Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla
Malla mm.	pulgadas	Parcial (kgs)	Parcial	Parcial	Malla mm.	No.	Parcial (gms)	Parcial	Parcial
76.2	3"	0.0000	0.00	100.00					
50.8	2"	0.0000	0.00	100.00	2	10	0.30	0.06	99.94
36.1	1 1/2"	0.0000	0.00	100.00	0.84	20	0.80	0.16	99.78
25.4	1"	0.0000	0.00	100.00	0.42	40	11.00	2.20	97.58
19.05	3/4"	0.0000	0.00	100.00	0.25	60	15.00	3.00	94.58
12.7	1/2"	0.0000	0.00	100.00	0.149	100	12.00	2.40	92.18
9.52	3/8"	0.0000	0.00	100.00	0.074	200	25.00	5.00	87.18
4.76	No. 4	0.0000	0.00	100.00		Pasa 200	435.90	87.18	0.00
	Pasa No. 4	3.0000	100.00	0.00		SUMA	500.00	100.00	
	SUMA	3.000	100.00						



DENSIDAD

Volumen Desalojado _____ - Peso seco _____ - Densidad Relativa Aparente _____ -

D 10 = <u>0.00</u>	$Cu = D_{60} / D_{10} =$ <u>0.00</u>	MAYOR 3" = <u>0.00%</u>
D 30 = <u>0.00</u>	Gravas $Cu > 4$ Arenas, $Cu > 6.$	G = <u>0.0%</u>
D 60 = <u>0.00</u>	$Cc = (D_{30})^2 / (D_{10} \cdot D_{60}) =$ <u>0.00</u>	S = <u>12.8%</u>
	Gravas y Arenas Cc entre 1 y 3	F = <u>87.2%</u>

CLASIFICACIÓN GRANULOMETRICA:

MATERIAL FINO

LÍMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG

TIPO DE OBRA:	CALAVO DE MEXICO SA DE CV	FECHA:	
LOCALIZACION:	LIBRAMIENTO ORIENTE	MUESTRA No.	
ESTRATO:	CUATRO	SONDEO NO.	LINO
DESCRIPCION MATERIAL:	CAFÉ OSCURO	OPERADOR:	
		CALCULO:	

LIMITE LIQUIDO

Prueba No	No. de Golpes	Capsula No.	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	15		18.96	17.88	1.08	16.46	1.42	76.06
2	23		24.77	23.71	1.06	22.26	1.45	73.10
3	27		23.99	22.91	1.08	21.26	1.65	65.45
4								

LIMITE PLASTICO

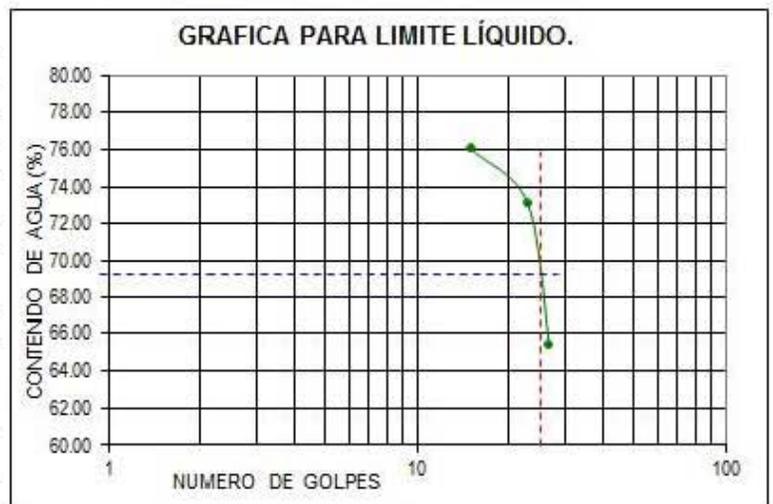
Prueba No.	Capsula No.	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	1	23.31	22.62	0.69	21.41	1.21	57.02
2							

LIMITE DE CONTRACCION

Cápsula No.	Tipo de Prueba	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	Lineal	124.01	98.15	25.86	62.86	35.29	26.35
	Longitud Inicial (cm)	10.00	Long. Final (cm)	9.86	Contracción Lineal (%)		1.40
	Volumétrica						
	Vol. Inicial cm ³		Volúmen Final cm ³		Contracción Volumétrica (%)		
	Peso Vol. Mercurio kg/m ³		Peso Mercurio desalojado (gr)				

HUMEDAD NATURAL W (%) = -
 LIMITE LÍQUIDO LL (%) = **69.00**
 LIMITE PLÁSTICO LP (%) = 57.02
 INDICE PLÁSTICO IP (%) = **11.98**
 CONSISTENCIA RELATIVA = -
 INDICE FLUIDEZ F_w (%) = -
 INDICE TENACIDAD T_w = -
 CLASIFICACION SUCS = -
MH LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD

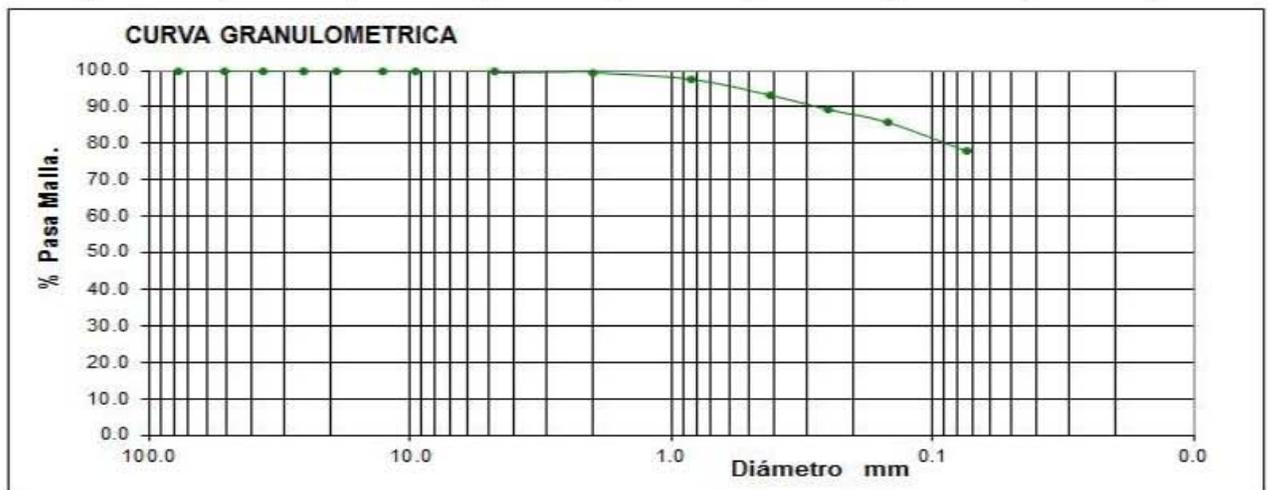
OBSERVACIONES: _____



GRANULOMETRIA O CLASIFICACION POR TAMAÑOS DEL SUELO

OBRA <u>CALAVO DE MEXICO SA DE CV</u>	DESPERDICIO % RET 2" _____	FECHA: _____
PROYECTO: <u>AMPLIACION DE NAVE INDUSTRIAL</u>	PESO HUMEDO (gram) _____	
ENSAYE No. _____ SONDEO No. <u>UNO</u>	PESO SECO (gram) _____	% W NAT. _____
ESTRATO No. <u>CINCO</u> PROF. _____	PESO NETO DE MAT. "kg" _____	OPERADOR: _____
DESCRIPCION MATER. <u>CAFÉ ROJIZO</u>	VOLUMEN MOLDE "m3" _____	CÁLCULO: _____
TIPO DE GRANULOMETRIA : <u>por lavado</u>	PESO VOLUMETRICO "Ton/m3" _____	Vo. Bo.: _____

GRANULOMETRIA GRUESA HASTA MALLA No. 4					GRANULOMETRIA FINA POR LAVADO HASTA MALLA No. 200				
Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla	Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla
Malla mm.	pulgadas	Parcial (kgs)	Parcial	Parcial	Malla mm.	No.	Parcial (gms)	Parcial	Parcial
76.2	3"	0.0000	0.00	100.00					
50.8	2"	0.0000	0.00	100.00	2	10	2.80	0.56	99.44
36.1	1 1/2"	0.0000	0.00	100.00	0.84	20	9.10	1.82	97.62
25.4	1"	0.0000	0.00	100.00	0.42	40	21.90	4.38	93.24
19.05	3/4"	0.0000	0.00	100.00	0.25	60	20.10	4.02	89.22
12.7	1/2"	0.0000	0.00	100.00	0.149	100	17.20	3.44	85.78
9.52	3/8"	0.0000	0.00	100.00	0.074	200	40.00	8.00	77.78
4.76	No. 4	0.0000	0.00	100.00		Pasa 200	388.90	77.78	0.00
	Pasa No. 4	3.0000	100.00	0.00		SUMA	500.00	100.00	
	SUMA	3.000	100.00						

**DENSIDAD**

Volumen Desalojado _____	Peso seco _____	Densidad Relativa Aparente _____
D 10 = <u>0.00</u>	$Cu = D_{60} / D_{10} = \underline{0.00}$	MAYOR 3" = <u>0.00%</u>
D 30 = <u>0.00</u>	Gravas $Cu > 4$ Arenas, $Cu > 6$.	G = <u>0.0%</u>
D 60 = <u>0.00</u>	$Cc = (D_{30})^2 / (D_{10} \cdot D_{60}) = \underline{0.00}$	S = <u>22.2%</u>
	Gravas y Arenas Cc: entre 1 y 3	F = <u>77.8%</u>

CLASIFICACIÓN GRANULOMETRICA:

MATERIAL FINO

LÍMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG

TIPO DE OBRA:	CALAVO DE MEXICO SA DE CV	FECHA:	
LOCALIZACION:	LIBRAMIENTO ORIENTE	MUESTRA No.	
ESTRATO:	CINCO	SONDEO NO.	UNO
DESCRIPCION MATERIAL:	CAFÉ ROJIZO	OPERADOR:	
		CALCULO:	

LIMITE LIQUIDO

Prueba No	No. de Golpes	Capsula No.	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	16		18.91	17.98	0.93	16.49	1.49	62.42
2	27		18.56	17.88	0.68	16.53	1.35	50.37
3	34		22.72	22.31	0.41	21.31	1.00	41.00
4								

LIMITE PLASTICO

Prueba No.	Capsula No.	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	1	17.64	17.30	0.34	16.28	1.02	33.33
2							

LIMITE DE CONTRACCION

Cápsula No.	Tipo de Prueba	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	Lineal	122.37	93.25	29.12	62.89	30.36	31.23
	Longitud Inicial (cm)	10.00	Long. Final (cm)	9.71	Contracción Lineal (%)		2.90
	Volumétrica						
	Vol. Inicial cm ³		Volúmen Final cm ³		Contracción Volumétrica (%)		
	Peso Vol. Mercurio kg/m ³		Peso Mercurio desalojado (gr)				

HUMEDAD NATURAL W (%) = -
 LIMITE LIQUIDO LL (%) = **52.00**
 LIMITE PLÁSTICO LP (%) = **33.33**
 INDICE PLÁSTICO IP (%) = **18.67**
 CONSISTENCIA RELATIVA = -
 INDICE FLUIDEZ F_w (%) =
 INDICE TENACIDAD T_w =

 CLASIFICACION SUCS = -
MH LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD

OBSERVACIONES:

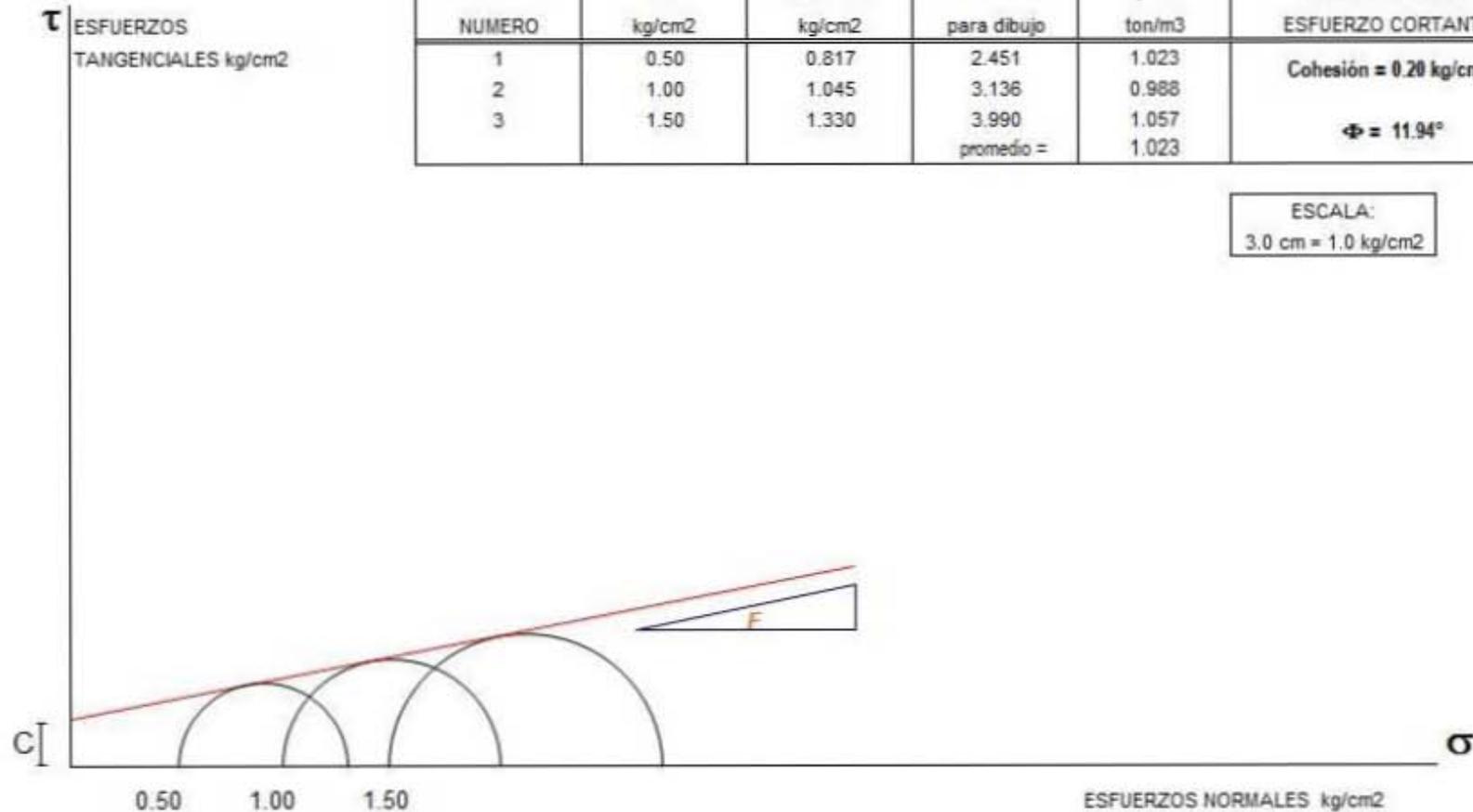


CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL RÁPIDA

TIPO DE OBRA	AMPLIACION DE NAVE INDUSTRIAL CALAVO DE MEXICO.			FECHA:	_____
LOCALIZACION	LIBRAMIENTO ORIENTE No. 2650 URUAPAN MICHOACAN			PROFUND:	3,50 m
ENSAYE No.	SONDEO No.	UNO	MUESTRA No.	1 - 2 - 3	OPERADOR:
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	LIMO INORGANICO COLOR CAFÉ ROJIZO			CALCULO:	_____

PRUEBA NUMERO	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²	Dimensión para dibujo	γ m ton/m ³	PARAMETROS DE ESFUERZO CORTANTE.
1	0.50	0.817	2.451	1.023	Cohesión = 0.20 kg/cm ² $\Phi = 11.94^\circ$
2	1.00	1.045	3.136	0.988	
3	1.50	1.330	3.990 promedio =	1.057 1.023	

ESCALA:
3.0 cm = 1.0 kg/cm²



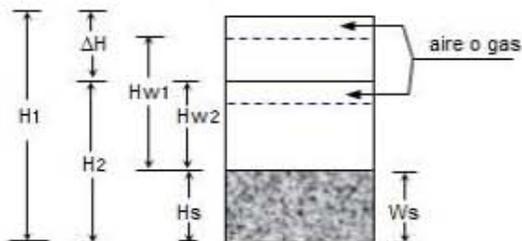
PRUEBA DE CONSOLIDACION DATOS GENERALES.

OBRA: AMPLIACION DE NAVE INDUSTRIAL FECHA INICIO : _____
 LOCALIZACION: CALAVO DE MEXICO SA DE CV FECHA FIN : _____
 SONDEO No: UNO ESTRATO: CINCO OPERADOR: _____
 MUESTRA No: _____ PROF. (M): 3.50 CALCULISTA: _____
 DESCRIPCION: LIMO COLOR CAFÉ ROJIZO REVISO : _____

DETERMINACION DE W	PRINCIPIO DE LA PRUEBA.		FINAL DE LA PRUEBA.	
ANILLO Y VIDRIO No.	UNO		UNO	
PESO TARA + SUELO HUMEDO.	168.06		177.99	
PESO TARA + SUELO SECO.	118.32		118.32	
PESO DEL AGUA.	49.74		59.67	
PESO TARA.	87.52		87.52	
PESO SUELO SECO. Ws	30.80		30.80	
CONTENIDO DE AGUA. W %	1.61		1.94	
W % PROMEDIO.	W1 =	161.5%	W2 =	193.7%

ANILLO No : UNO DIAMETRO ANILLO cm : 7.48 AREA ANILLO A cm² = 43.94

ALTURA DEL ANILLO = ALTURA DE LA MUESTRA AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA = H1 = 20.00 mm.



PESO ESP. RELATIVO SOLIDOS. Ss = 2.26

ALTURA DE SOLIDOS. mm. Hs = 10 Ws / A Ss = 3.101

VARIACION EN LA ALTURA DEL PRINCIPIO AL FINAL DE LA PRUEBA. ΔH mm. = 11.5520

Lectura Inicial = 11598
Lectura Final = 5822

ALTURA FINAL DE LA MUESTRA mm.	H2 = H1 - ΔH =	8.448
ALTURA INICIAL DEL AGUA. mm.	Hw1 = W1 Ss Hs =	11.319
ALTURA FINAL DEL AGUA. mm.	Hw2 = W2 Ss Hs =	13.579
RELACION DE VACIOS INICIAL.	e1 = (H1 - Hs) / Hs =	5.449
RELACION DE VACIOS FINAL	e2 = (H2 - Hs) / Hs =	1.724
GRADO DE SATURACION INICIAL %	G1 = (Hw1 - Hs) / (H1 - Hs) =	66.98%
GRADO DE SATURACION FINAL %	G2 = (Hw2 - Hs) / (H2 - Hs) =	253.97%

EN EL CALCULO DE RELACIONES DE VACIOS, ÚSENSE LOS VALORES SIGUIENTES :

Hs = 2H0 = 3.101 mm. H1 = 20.00 mm.

OBSERVACIONES: _____

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.
HOJA DE REGISTRO DE DATOS DE CONSOLIDACION.
REGISTRO DE CARGAS.

ANEXO "A"

Consolidómetro No. controls-1
 Micrómetro Número. controls en : 0.002 mm.

Hoja No. 1/5
 Ensaye
 Profun. 3.50

Incremento : 0.0510 kg/cm ²		0.25				Carga Total		0.0510 kg/cm ²			OBSERV.
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMA LINEAL	DEFORMA APARATO	DEFORMA TOTAL	
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.						
					0	0.00	11598.0				
				4	4	2.00	11380.0	0.436	0.000	0.436	
				15	15	3.87	11368.0	0.460	0.000	0.460	
				30	30	5.48	11364.0	0.468	0.000	0.468	
			1	0	60	7.75	11356.0	0.484	0.000	0.484	
			2	0	120	10.95	11348.0	0.500	0.000	0.500	
			4	0	240	15.49	11336.0	0.524	0.000	0.524	
			8	0	480	21.91	11328.0	0.540	0.000	0.540	
			15	0	900	30.00	11318.0	0.560	0.000	0.560	
			30	0	1800	42.43	11308.0	0.580	0.000	0.580	
		1	0	0	3600	60.00	11302.0	0.592	0.000	0.592	
		2	0	0	7200	84.85	11292.0	0.612	0.000	0.612	
		4	0	0	14400	120.00	11284.0	0.628	0.000	0.628	
		8	0	0	28800	169.71	11276.0	0.644	0.000	0.644	
					41700	204.21					
Deformación Total:							0.644				
Incremento : 0.102 kg/cm ²		0.50				Carga Total		0.1530 kg/cm ²			OBSERV.
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMA LINEAL	DEFORMA APARATO	DEFORMA TOTAL	
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.						
					0	0.00	11276.0				
				4	4	2.00	10658.0	1.236	0.000	1.236	
				15	15	3.87	10612.0	1.328	0.000	1.328	
				30	30	5.48	10556.0	1.440	0.000	1.440	
			1	0	60	7.75	10532.0	1.488	0.000	1.488	
			2	0	120	10.95	10508.0	1.536	0.000	1.536	
			4	0	240	15.49	10486.0	1.580	0.000	1.580	
			8	0	480	21.91	10476.0	1.600	0.000	1.600	
			15	0	900	30.00	10468.0	1.616	0.000	1.616	
			30	0	1800	42.43	10440.0	1.672	0.000	1.672	
		1	0	0	3600	60.00	10433.0	1.686	0.000	1.686	
		2	0	0	7200	84.85	10414.0	1.724	0.000	1.724	
		4	0	0	14400	120.00	10401.0	1.750	0.000	1.750	
		8	0	0	28800	169.71	10366.0	1.820	0.000	1.820	
Deformación Total:							1.820				

**HOJA DE REGISTRO DE DATOS DE CONSOLIDACION.
REGISTRO DE CARGAS.**

ANEXO "A"

Consolidómetro No. controls-1
Micrómetro Número. controls en : 0.002 mm.

Hoja No. 2/5
Ensaye 0
Profun. 3.50

Incremento : 0.204 kg/cm ²		1.00				Carga Total		0.3570 kg/cm ²			
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMA LINEAL	DEFORMA APARATO	DEFORMA TOTAL	OBSERV.
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.						
					0	0.00	10366.0				
					4	2.00	9240.0	2.252	0.000	2.252	
					15	3.87	9162.0	2.408	0.000	2.408	
					30	5.48	9118.0	2.496	0.000	2.496	
		1	0		60	7.75	9068.0	2.596	0.000	2.596	
		2	0		120	10.95	9020.0	2.692	0.000	2.692	
		4	0		240	15.49	8980.0	2.772	0.000	2.772	
		8	0		480	21.91	8954.0	2.824	0.000	2.824	
		15	0		900	30.00	8906.0	2.920	0.000	2.920	
					30	42.43	8878.0	2.976	0.000	2.976	
		1	0		3600	60.00	8842.0	3.048	0.000	3.048	
		2	0		7200	84.85	8818.0	3.096	0.000	3.096	
		4	0		14400	120.00	8796.0	3.140	0.000	3.140	
		8	0		28800	169.71	8786.0	3.160	0.000	3.160	
					Deformación Total:		3.160				
Incremento : 0.408 kg/cm ²		2.00				Carga Total :		0.7650 kg/cm ²			
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMA LINEAL	DEFORMA APARATO	DEFORMA TOTAL	OBSERV.
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.						
					0	0.00	8786.0				
					4	2.00	7880.0	1.812	0.000	1.812	
					15	3.87	7678.0	2.216	0.000	2.216	
					30	5.48	7626.0	2.320	0.000	2.320	
		1	0		60	7.75	7680.0	2.212	0.000	2.212	
		2	0		120	10.95	7636.0	2.300	0.000	2.300	
		4	0		240	15.49	7598.0	2.376	0.000	2.376	
		8	0		480	21.91	7562.0	2.448	0.000	2.448	
		15	0		900	30.00	7534.0	2.504	0.000	2.504	
					30	42.43	7504.0	2.564	0.000	2.564	
		1	0		3600	60.00	7474.0	2.624	0.000	2.624	
		2	0		7200	84.85	7442.0	2.688	0.000	2.688	
		4	0		14400	120.00	7400.0	2.772	0.000	2.772	
		8	0		28800	169.71	7366.0	2.840	0.000	2.840	
					0	199.00					
					Deformación Total:		2.840				

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.
HOJA DE REGISTRO DE DATOS DE CONSOLIDACION.
REGISTRO DE CARGAS.

ANEXO "A"

Consolidómetro No. controls-1
 Micrómetro Número. controls en : 0.002 mm.

Hoja No. 3/5
 Ensaye 0
 Profun. 3.50

Incremento : <u>1.020</u> kg/cm ²		<u>5.00</u>				Carga Total	<u>1.7850</u> kg/cm ²					
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMA LINEAL	DEFORMA APARATO	DEFORMA TOTAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.							
					0	0.00	7366.0					
				4	4	2.00	5864.0	3.004	0.000	3.004		
				15	15	3.87	5684.0	3.364	0.000	3.364		
				30	30	5.48	5630.0	3.472	0.000	3.472		
		1	0	0	60	7.75	5582.0	3.568	0.000	3.568		
		2	0	0	120	10.95	5524.0	3.684	0.000	3.684		
		4	0	0	240	15.49	5478.0	3.776	0.000	3.776		
		8	0	0	480	21.91	5434.0	3.864	0.000	3.864		
		15	0	0	900	30.00	5400.0	3.932	0.000	3.932		
				30	0	1800	42.43	5360.0	4.012	0.000	4.012	
		1	0	0	3600	60.00	5332.0	4.068	0.000	4.068		
		2	0	0	7200	84.85	5302.0	4.128	0.000	4.128		
		4	0	0	14400	120.00	5278.0	4.176	0.000	4.176		
		8	0	0	28800	169.71	5258.0	4.216	0.000	4.216		
						Deformación Total:	<u>4.216</u>					

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.
HOJA DE REGISTRO DE DATOS DE CONSOLIDACION.
REGISTRO DE DESCARGAS.

ANEXO "A"

Consolidómetro No. controls-1
 Micrómetro Número. controls en : 0.002 mm.

Hoja No. 4/5
 Ensaye 0
 Profun. 3.50

Decremento		-1.020		kg/cm ²		5.00		Carga Total		0.7650		kg/cm ²		
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMAC LINEAL	DEFORMAC APARATO	DEFORMAC TOTAL	OBSERV.			
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.									
					0	0.00	5258.0							
			15	0	900	30.00	5356.0	-0.196	0.000	-0.196				
			30	0	1800	42.43	5378.0	-0.240	0.000	-0.240				
			45	0	2700	51.96	5378.0	-0.240	0.000	-0.240				
<i>Recuperación Total :</i>										0.240				
Decremento		-0.408		kg/cm ²		2.00		Carga Total		0.3570		kg/cm ²		
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMAC LINEAL	DEFORMAC APARATO	DEFORMAC TOTAL	OBSERV.			
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.									
					0	0.00	5378.0							
			15	0	900	30.00	5448.0	-0.140	0.000	-0.140				
			30	0	1800	42.43	5456.0	-0.156	0.000	-0.156				
			45	0	2700	51.96	5458.0	-0.160	0.000	-0.160				
<i>Recuperación Total :</i>										0.160				
Decremento		-0.204		kg/cm ²		1.00		Carga Total		0.1530		kg/cm ²		
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMAC LINEAL	DEFORMAC APARATO	DEFORMAC TOTAL	OBSERV.			
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.									
					0	0.00	5458.0							
			15	0	900	30.00	5576.0	-0.236	0.000	-0.236				
			30	0	1800	42.43	5584.0	-0.252	0.000	-0.252				
			45	0	2700	51.96	5592.0	-0.268	0.000	-0.268				
<i>Recuperación Total :</i>										0.268				

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.
HOJA DE REGISTRO DE DATOS DE CONSOLIDACION.
REGISTRO DE DESCARGAS.

ANEXO "A"

Consolidómetro No. controls-1
 Micrómetro Número. controls en : 0.002 mm.

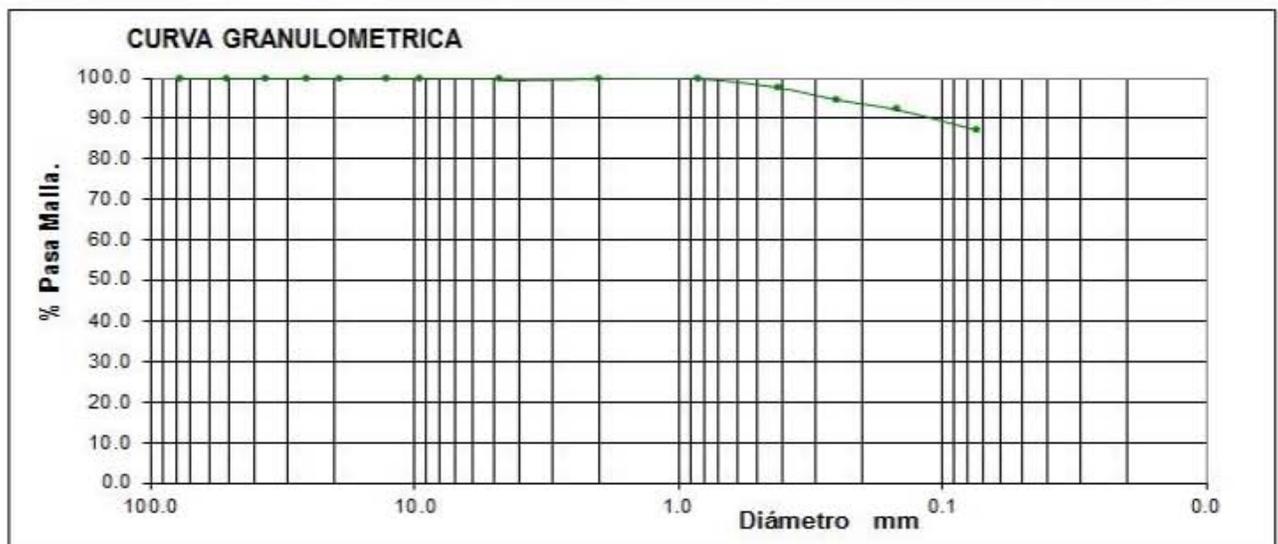
Hoja No. 5/5
 Ensaye 0
 Profun. 3.50

FECHA		HORA		TIEMPO.				RAIZ	LECTURA	DEFORMAC	DEFORMAC	DEFORMAC	OBSERV.
TEMP.		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.	TIEMPO		LINEAL	APARATO	TOTAL			
Decremento : -0.102 kg/cm ² 0.50 Carga Total 0.0510 kg/cm ²													
						0	0.00	5592.0					
			15	0		900	30.00	5722.0	-0.260	0.000	-0.260		
			30	0		1800	42.43	5734.0	-0.284	0.000	-0.284		
			45	0		2700	51.96	5740.0	-0.296	0.000	-0.296		
<i>Recuperación Total :</i>										0.296			
Decremento : -0.0510 kg/cm ² 0.25 Carga Total 0.0000 kg/cm ²													
FECHA	HORA	TIEMPO.				RAIZ	LECTURA	DEFORMAC	DEFORMAC	DEFORMAC	OBSERV.		
TEMP.		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.	TIEMPO		LINEAL	APARATO	TOTAL			
						0	0.00	5740.0					
			15	0		900	30.00	5820.0	-0.160	0.000	-0.160		
			30	0		1800	42.43	5822.0	-0.164	0.000	-0.164		
			45	0		2700	51.96	5822.0	-0.164	0.000	-0.164		
<i>Recuperación Total :</i>										0.164			

GRANULOMETRIA O CLASIFICACION POR TAMAÑOS DEL SUELO

OBRA CALAVO DE MEXICO SA DE CV	DESPERDICIO % RET 2" _____	FECHA: _____
PROYECTO: AMPLIACION DE NAVE INDUSTRIAL	PESO HUMEDO (gm) _____	
ENSAYE No. _____ SONDEO No. DOS	PESO SECO (gm) _____	% W NAT. _____
ESTRATO No. TRES PROF. _____	PESO NETO DE MAT. "kg" _____	OPERADOR: _____
DESCRIPCION MATER. CAFÉ OSCURO	VOLUMEN MOLDE "m3" _____	CÁLCULO: _____
TIPO DE GRANULOMETRIA : por lavado	PESO VOLUMETRICO "Ton/m3" _____	Vo. Bo.: _____

GRANULOMETRIA GRUESA HASTA MALLA No. 4					GRANULOMETRIA FINA POR LAVADO HASTA MALLA No. 200				
Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla	Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla
Malla mm.	pulgadas	Parcial (kgs)	Parcial	Parcial	Malla mm.	No.	Parcial (gms)	Parcial	Parcial
76.2	3"	0.0000	0.00	100.00					
50.8	2"	0.0000	0.00	100.00	2	10	0.30	0.06	99.94
36.1	1 1/2"	0.0000	0.00	100.00	0.84	20	0.80	0.16	99.78
25.4	1"	0.0000	0.00	100.00	0.42	40	11.00	2.20	97.58
19.05	3/4"	0.0000	0.00	100.00	0.25	60	15.00	3.00	94.58
12.7	1/2"	0.0000	0.00	100.00	0.149	100	12.00	2.40	92.18
9.52	3/8"	0.0000	0.00	100.00	0.074	200	25.00	5.00	87.18
4.76	No. 4	0.0000	0.00	100.00		Pasa 200	435.90	87.18	0.00
	Pasa No. 4	3.0000	100.00	0.00		SUMA	500.00	100.00	
	SUMA	3.000	100.00						

**DENSIDAD**

Volumen Desalojado _____ - _____ Peso seco _____ - _____ Densidad Relativa Aparente _____ - _____

D 10 = 0.00

Cu = D60 / D10 = 0.00

MAYOR 3" = 0.00%

D 30 = 0.00

Gravas Cu > 4 Arenas, Cu > 6.

G = 0.0%

D 60 = 0.00

Cc = (D30)² / (D10*D60) = 0.00

S = 12.8%

Gravas y Arenas Cc entre 1 y 3

F = 87.2%

CLASIFICACIÓN GRANULOMETRICA:

MATERIAL FINO

LÍMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG

TIPO DE OBRA:	CALAVO DE MEXICO SA DE CV	FECHA:	
LOCALIZACION:	LIBRAMIENTO ORIENTE	MUESTRA No.	
ESTRATO:	TRES	SONDEO NO.	DOS
DESCRIPCION MATERIAL:	CAFÉ OSCURO	OPERADOR:	
		CALCULO:	

LIMITE LIQUIDO

Prueba No	No. de Golpes	Capsula No.	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	23		24.13	22.99	1.14	21.32	1.67	68.26
2	25		25.54	24.16	1.38	21.99	2.17	63.59
3	28		22.22	21.20	1.02	19.38	1.82	56.04
4								

LIMITE PLASTICO

Prueba No.	Capsula No.	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	1	22.40	21.68	0.72	20.24	1.44	50.00
2							

LIMITE DE CONTRACCION

Cápsula No.	Tipo de Prueba	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	Lineal	124.01	98.15	25.86	62.86	35.29	26.35
	Longitud Inicial (cm)	10.00	Long. Final (cm)	9.81	Contracción Lineal (%)		1.90
	Volumétrica						
	Vol. Inicial cm ³		Volúmen Final cm ³		Contracción Volumétrica (%)		
	Peso Vol. Mercurio kg/m ³		Peso Mercurio desalojado (gr)				

HUMEDAD NATURAL W (%) = _____
 LIMITE LIQUIDO LL (%) = **62.00**
 LIMITE PLÁSTICO LP (%) = **50.00**
 INDICE PLÁSTICO IP (%) = **12.00**
 CONSISTENCIA RELATIVA = _____
 INDICE FLUIDEZ F_w (%) = _____
 INDICE TENACIDAD T_w = _____
 CLASIFICACION SUCS = _____
MH LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD

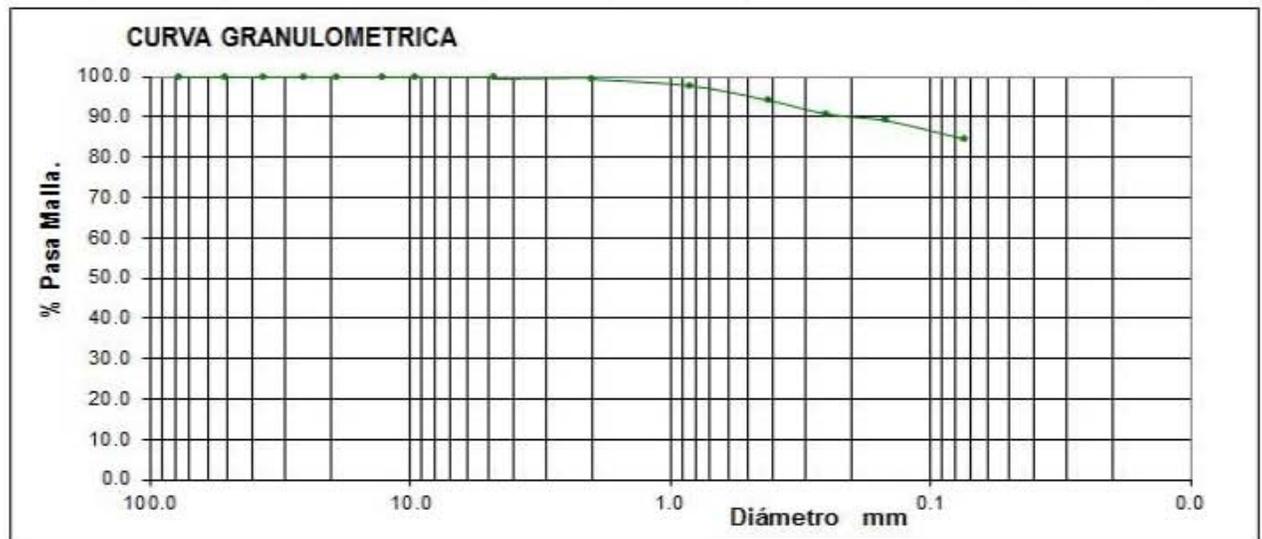
OBSERVACIONES: _____

GRAFICA PARA LIMITE LIQUIDO.

GRANULOMETRIA O CLASIFICACION POR TAMAÑOS DEL SUELO

OBRA <u>CALAVO DE MEXICO SA DE CV</u>	DESPERDICIO % RET 2" _____	FECHA: _____
PROYECTO: <u>AMPLIACION DE NAVE INDUSTRIAL</u>	PESO HUMEDO (gm) _____	
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____ DOS _____	PESO SECO (gm) _____	% W NAT. _____
ESTRATO No. <u>CUATRO</u> PROF. _____	PESO NETO DE MAT. "kg" _____	OPERADOR: _____
DESCRIPCION MATER. <u>CAFÉ ROJIZO</u>	VOLUMEN MOLDE "m3" _____	CÁLCULO: _____
TIPO DE GRANULOMETRIA : <u>por lavado</u>	PESO VOLUMETRICO "Ton/m3" _____	Vo. Bo.: _____

GRANULOMETRIA GRUESA HASTA MALLA No. 4					GRANULOMETRIA FINA POR LAVADO HASTA MALLA No. 200				
Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla	Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla
Malla mm.	pulgadas	Parcial (kgs)	Parcial	Parcial	Malla mm.	No.	Parcial (gms)	Parcial	Parcial
76.2	3"	0.0000	0.00	100.00					
50.8	2"	0.0000	0.00	100.00	2	10	3.10	0.62	99.38
36.1	1 1/2"	0.0000	0.00	100.00	0.84	20	8.20	1.64	97.74
25.4	1"	0.0000	0.00	100.00	0.42	40	18.20	3.64	94.10
19.05	3/4"	0.0000	0.00	100.00	0.25	60	17.10	3.42	90.68
12.7	1/2"	0.0000	0.00	100.00	0.149	100	8.10	1.62	89.06
9.52	3/8"	0.0000	0.00	100.00	0.074	200	23.10	4.62	84.44
4.76	No. 4	0.0000	0.00	100.00		Pasa 200	422.20	84.44	0.00
	Pasa No. 4	3.0000	100.00	0.00		SUMA	500.00	100.00	
	SUMA	3.000	100.00						

**DENSIDAD**

Volumen Desalojado _____ - _____ Peso seco _____ - _____ Densidad Relativa Aparente _____ - _____

D 10 = 0.00Cu = D60 / D10 = 0.00MAYOR 3" = 0.00%D 30 = 0.00

Gravas Cu > 4 Arenas, Cu > 6.

G = 0.0%D 60 = 0.00Cc = (D30)² / (D10*D60) = 0.00

Gravas y Arenas Cc entre 1 y 3

S = 15.6%F = 84.4%

CLASIFICACIÓN GRANULOMETRICA:

MATERIAL FINO

LÍMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG

TIPO DE OBRA:	CALAVO DE MEXICO SA DE CV	FECHA:	
LOCALIZACION:	LIBRAMIENTO ORIENTE	MUESTRA No.	
ESTRATO:	CUATRO	SONDEO NO.	DOS
DESCRIPCION MATERIAL:	CAFÉ ROJIZO	OPERADOR:	
		CALCULO:	

LIMITE LIQUIDO

Prueba No	No. de Golpes	Capsula No.	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	19		19.88	18.40	1.48	16.47	1.93	76.68
2	22		16.25	15.31	0.94	13.87	1.44	65.28
3	28		21.79	21.17	0.62	20.10	1.07	57.94
4								

LIMITE PLASTICO

Prueba No.	Capsula No.	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	1	24.13	23.37	0.76	21.71	1.66	45.78
2							

LIMITE DE CONTRACCION

Cápsula No.	Tipo de Prueba	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	Lineal	122.37	93.25	29.12	62.89	30.36	31.23
	Longitud Inicial (cm)	10.00	Long. Final (cm)	9.71	Contracción Lineal (%)		2.90
	Volumétrica						
	Vol. Inicial cm ³		Volúmen Final cm ³		Contracción Volumétrica (%)		
	Peso Vol. Mercurio kg/m ³		Peso Mercurio desalojado (gr)				

HUMEDAD NATURAL W (%) =	-
LIMITE LÍQUIDO LL (%) =	60.00
LIMITE PLÁSTICO LP (%) =	45.78
INDICE PLÁSTICO IP (%) =	14.22
CONSISTENCIA RELATIVA =	-
INDICE FLUIDEZ F _w (%) =	
INDICE TENACIDAD T _w =	
CLASIFICACION SUCS =	-
ML LIMO DE BAJA COMPRESIBILIDAD	

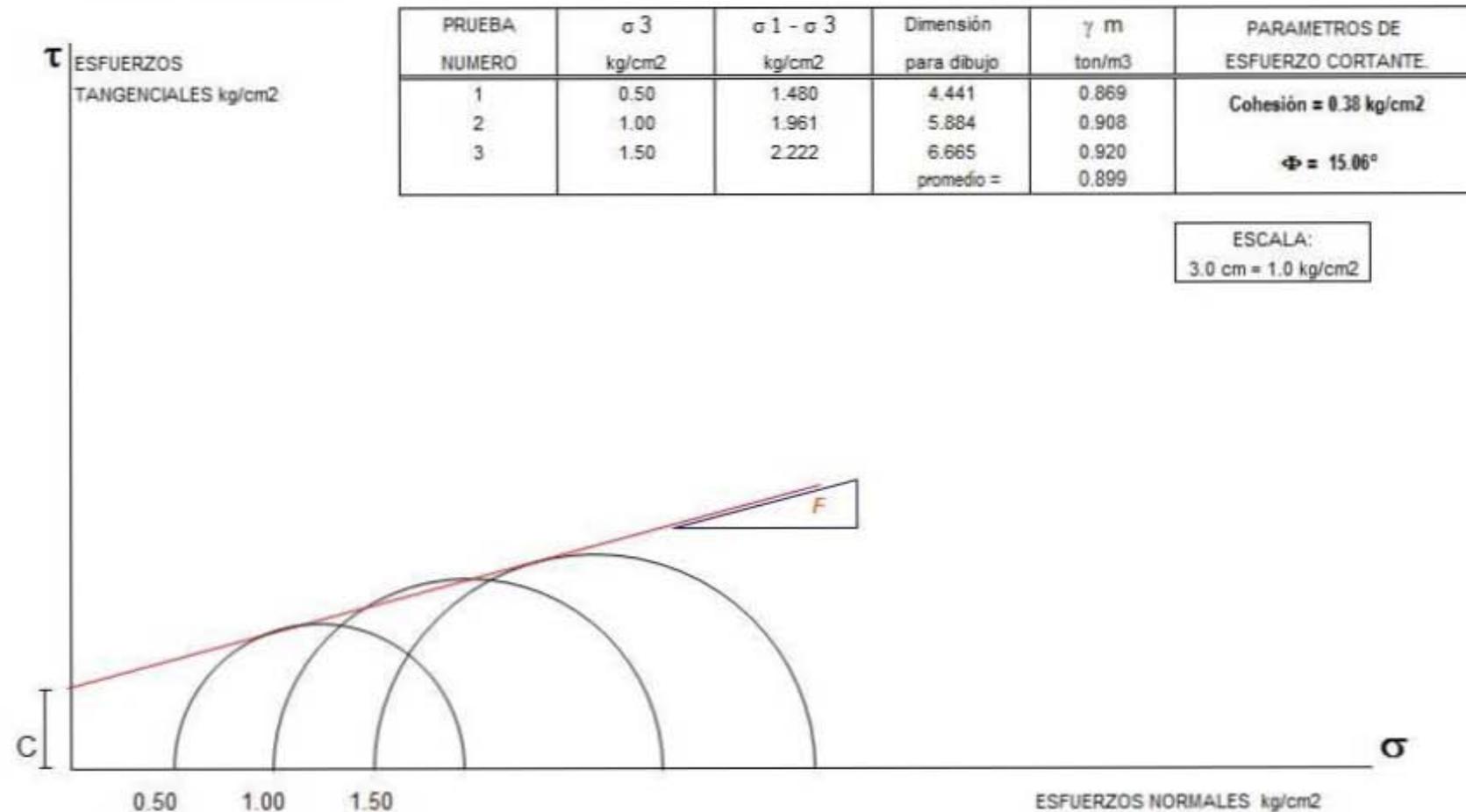
OBSERVACIONES: _____

GRAFICA PARA LIMITE LÍQUIDO.



CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL RÁPIDA

TPO DE OBRA AMPLIACION DE NAVE INDUSTRIAL CALAVO DE MEXICO. FECHA: _____
 LOCALIZACION LIBRAMIENTO ORIENTE No. 2650 URUAPAN MICHOACAN PROFUND: 1,20 m
 ENSAYE No. _____ SONDEO No. DOS MUESTRA No. 1 - 2 - 3 OPERADOR: _____
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL LIMO INORGANICO COLOR CAFÉ CALCULO: _____

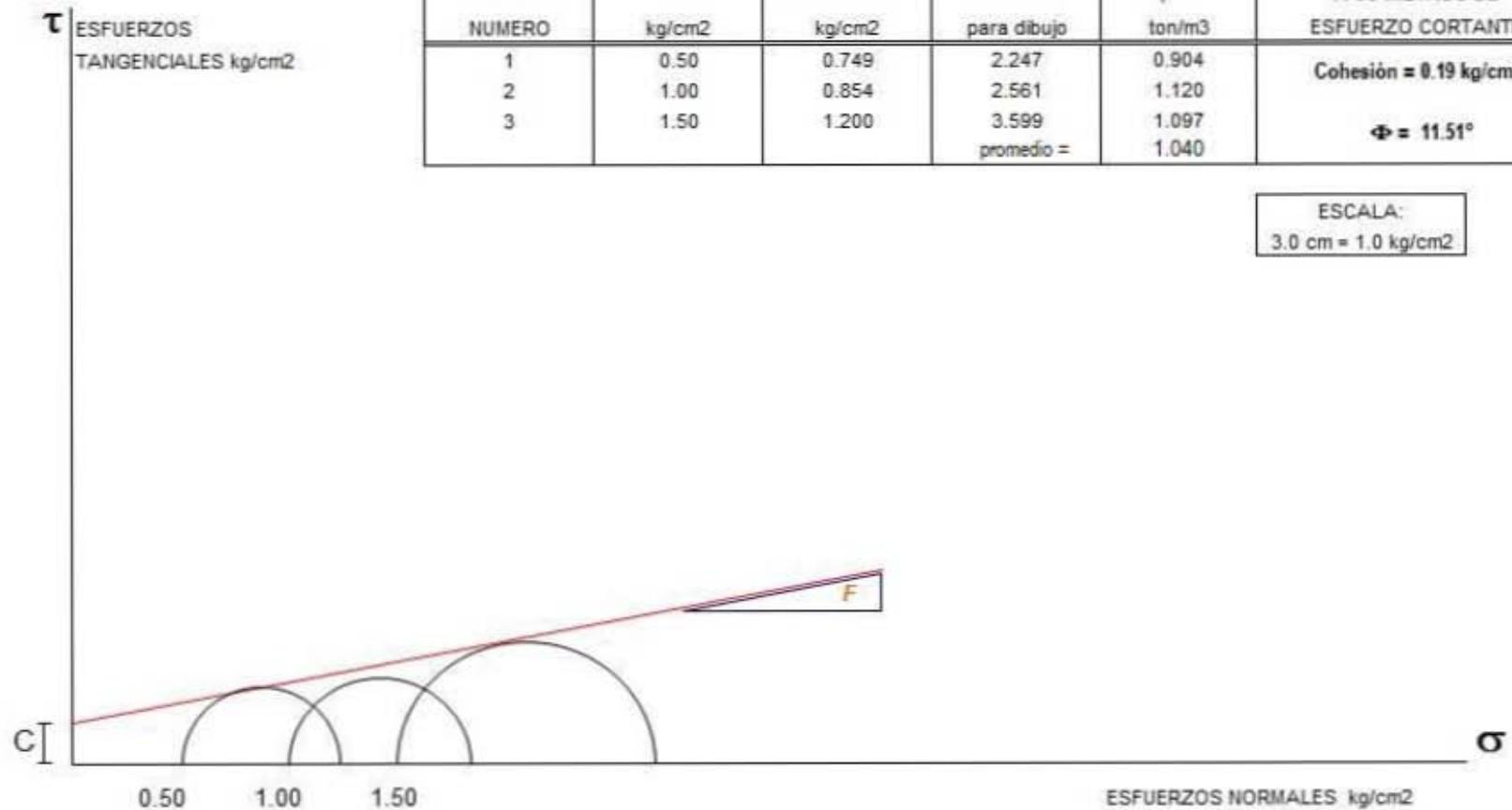


CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL RÁPIDA

TIPO DE OBRA: AMPLIACION DE NAVE INDUSTRIAL CALAVO DE MEXICO. FECHA: _____
 LOCALIZACION: LIBRAMIENTO ORIENTE No. 2650 URUAPAN MICHOACAN PROFUND: 3,50 m
 ENSAYE No.: _____ SONDEO No.: DOS MUESTRA No.: 1 - 2 - 3 OPERADOR: _____
 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: LIMO INORGANICO COLOR CAFÉ ROJIZO CALCULO: _____

PRUEBA NUMERO	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²	Dimensión para dibujo	γ m ton/m ³	PARAMETROS DE ESFUERZO CORTANTE.
1	0.50	0.749	2.247	0.904	Cohesión = 0.19 kg/cm ² $\Phi = 11.51^\circ$
2	1.00	0.854	2.561	1.120	
3	1.50	1.200	3.599	1.097	
			promedio =	1.040	

ESCALA:
3.0 cm = 1.0 kg/cm²



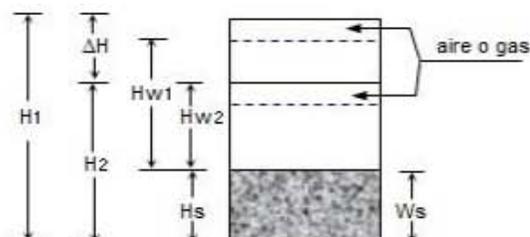
PRUEBA DE CONSOLIDACION DATOS GENERALES.

OBRA:	AMPLIACION DE NAVE INDUSTRIAL	FECHA INICIO:	_____
LOCALIZACION:	CALAVO DE MEXICO SA DE CV	FECHA FIN:	_____
SONDEO No:	DOS	ESTRATO:	TRES
MUESTRA No:	UNO	PROF. (M):	1.20
DESCRIPCION:	LIMO COLOR CAFÉ ROJIZO	OPERADOR:	_____
		CALCULISTA:	_____
		REVISOR:	_____

DETERMINACION DE W	PRINCIPIO DE LA PRUEBA.		FINAL DE LA PRUEBA.	
ANILLO Y VIDRIO No.	UNO		UNO	
PESO TARA + SUELO HUMEDO.	202.79		218.49	
PESO TARA + SUELO SECO.	145.52		145.52	
PESO DEL AGUA.	57.27		72.97	
PESO TARA.	87.52		87.52	
PESO SUELO SECO. Ws	58.00		58.00	
CONTENIDO DE AGUA. W %	0.99		1.26	
W % PROMEDIO.	W1 =	98.7%	W2 =	125.8%

ANILLO No: UNO DIAMETRO ANILLO cm: 7.48 AREA ANILLO A cm² = 43.94

ALTURA DEL ANILLO = ALTURA DE LA MUESTRA AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA = H1 = 20.00 mm.



PESO ESP. RELATIVO SOLIDOS. Ss = 2.36

ALTURA DE SOLIDOS. mm. Hs = 10 Ws / A Ss = 5.593

VARIACION EN LA ALTURA DEL PRINCIPIO AL FINAL DE LA PRUEBA. ΔH mm. = 1.5280
Lectura Inicial = 11342
Lectura Final = 10578

ALTURA FINAL DE LA MUESTRA mm.	H2 = H1 - ΔH =	18.472
ALTURA INICIAL DEL AGUA. mm.	Hw1 = W1 Ss Hs =	13.033
ALTURA FINAL DEL AGUA. mm.	Hw2 = W2 Ss Hs =	16.605
RELACION DE VACIOS INICIAL.	e1 = $\frac{H1 - Hs}{Hs}$ =	2.576
RELACION DE VACIOS FINAL	e2 = $\frac{H2 - Hs}{Hs}$ =	2.303
GRADO DE SATURACION INICIAL. %	G1 = $\frac{Hw1}{H1 - Hs}$ =	90.46%
GRADO DE SATURACION FINAL. %	G2 = $\frac{Hw2}{H2 - Hs}$ =	128.93%

EN EL CALCULO DE RELACIONES DE VACIOS, ÚSENSE LOS VALORES SIGUIENTES:

Hs = 2H0 = 5.593 mm. H1 = 20.00 mm.

OBSERVACIONES: _____

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.
HOJA DE REGISTRO DE DATOS DE CONSOLIDACION.
REGISTRO DE CARGAS.

ANEXO "B"

Consolidómetro No. controls-1
 Micrómetro Número. controls en : 0.002 mm.

Hoja No. 1/5
 Ensaye 1.20
 Profun. 1.20

Incremento : 0.0510 kg/cm ²		0.25				Carga Total		0.0510 kg/cm ²			
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMA LINEAL	DEFORMA APARATO	DEFORMA TOTAL	OBSERV.
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.						
					0	0.00	11342.0				
				4	4	2.00	11306.0	0.072	0.000	0.072	
				15	15	3.87	11286.0	0.112	0.000	0.112	
				30	30	5.48	11280.0	0.124	0.000	0.124	
		1	0	0	60	7.75	11278.0	0.128	0.000	0.128	
		2	0	0	120	10.95	11278.0	0.128	0.000	0.128	
		4	0	0	240	15.49	11278.0	0.128	0.000	0.128	
		8	0	0	480	21.91	11278.0	0.128	0.000	0.128	
		15	0	0	900	30.00	11272.0	0.140	0.000	0.140	
			30	0	1800	42.43	11268.0	0.148	0.000	0.148	
		1	0	0	3600	60.00	11268.0	0.148	0.000	0.148	
		2	0	0	7200	84.85	11262.0	0.160	0.000	0.160	
		4	0	0	14400	120.00	11260.0	0.164	0.000	0.164	
		8	0	0	28800	169.71	11258.0	0.168	0.000	0.168	
					41700	204.21					
					Deformación Total:		0.168				
Incremento : 0.102 kg/cm ²		0.50				Carga Total :		0.1530 kg/cm ²			
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMA LINEAL	DEFORMA APARATO	DEFORMA TOTAL	OBSERV.
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.						
					0	0.00	11258.0				
				4	4	2.00	11148.0	0.220	0.000	0.220	
				15	15	3.87	11136.0	0.244	0.000	0.244	
				30	30	5.48	11132.0	0.252	0.000	0.252	
		1	0	0	60	7.75	11128.0	0.260	0.000	0.260	
		2	0	0	120	10.95	11124.0	0.268	0.000	0.268	
		4	0	0	240	15.49	11122.0	0.272	0.000	0.272	
		8	0	0	480	21.91	11118.0	0.280	0.000	0.280	
		15	0	0	900	30.00	11116.0	0.284	0.000	0.284	
			30	0	1800	42.43	11110.0	0.296	0.000	0.296	
		1	0	0	3600	60.00	11106.0	0.304	0.000	0.304	
		2	0	0	7200	84.85	11102.0	0.312	0.000	0.312	
		4	0	0	14400	120.00	11090.0	0.336	0.000	0.336	
		8	0	0	28800	169.71	11080.0	0.356	0.000	0.356	
					Deformación Total:		0.356				

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.
HOJA DE REGISTRO DE DATOS DE CONSOLIDACION.
REGISTRO DE CARGAS.

ANEXO "B"

Consolidómetro No. controls-1
 Micrómetro Número. controls en : 0.002 mm.

Hoja No. 2/5
 Ensaye 0
 Profun. 1.20

Incremento : 0.204 kg/cm ²		1.00				Carga Total		0.3570 kg/cm ²			OBSERV.	
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMA LINEAL	DEFORMA APARATO	DEFORMA TOTAL		
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.							
					0	0.00	11080.0					
				4	4	2.00	10968.0	0.224	0.000	0.224		
				15	15	3.87	10942.0	0.276	0.000	0.276		
				30	30	5.48	10938.0	0.284	0.000	0.284		
		1	0	0	60	7.75	10932.0	0.296	0.000	0.296		
		2	0	0	120	10.95	1926.0	18.308	0.000	18.308		
		4	0	0	240	15.49	10918.0	0.324	0.000	0.324		
		8	0	0	480	21.91	10912.0	0.336	0.000	0.336		
		15	0	0	900	30.00	10906.0	0.348	0.000	0.348		
				30	0	1800	42.43	10900.0	0.360	0.000	0.360	
		1	0	0	3600	60.00	10892.0	0.376	0.000	0.376		
		2	0	0	7200	84.85	10892.0	0.376	0.000	0.376		
		4	0	0	14400	120.00	10884.0	0.392	0.000	0.392		
		8	0	0	28800	169.71	10874.0	0.412	0.000	0.412		
						Deformación Total:	0.412					
Incremento : 0.408 kg/cm ²		2.00				Carga Total :		0.7650 kg/cm ²			OBSERV.	
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMA LINEAL	DEFORMA APARATO	DEFORMA TOTAL		
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.							
					0	0.00	10874.0					
				4	4	2.00	10710.0	0.328	0.000	0.328		
				15	15	3.87	10680.0	0.388	0.000	0.388		
				30	30	5.48	10668.0	0.412	0.000	0.412		
		1	0	0	60	7.75	10652.0	0.444	0.000	0.444		
		2	0	0	120	10.95	10644.0	0.460	0.000	0.460		
		4	0	0	240	15.49	10634.0	0.480	0.000	0.480		
		8	0	0	480	21.91	10624.0	0.500	0.000	0.500		
		15	0	0	900	30.00	10614.0	0.520	0.000	0.520		
				30	0	1800	42.43	10604.0	0.540	0.000	0.540	
		1	0	0	3600	60.00	10596.0	0.556	0.000	0.556		
		2	0	0	7200	84.85	10588.0	0.572	0.000	0.572		
		4	0	0	14400	120.00	10568.0	0.612	0.000	0.612		
		8	0	0	28800	169.71	10552.0	0.644	0.000	0.644		
				0	0	39600	199.00					
						Deformación Total:	0.644					

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.
HOJA DE REGISTRO DE DATOS DE CONSOLIDACION.
REGISTRO DE CARGAS.

ANEXO "B"

Consolidómetro No. controls-1
 Micrómetro Número. controls en : 0.002 mm.

Hoja No. 3/5
 Ensaye 0
 Profun. 1.20

Incremento : 1.020 kg/cm ²		5.00				Carga Total		1.7850 kg/cm ²				
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMA LINEAL	DEFORMA APARATO	DEFORMA TOTAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.							
					0	0.00	10552.0					
				4	4	2.00	10266.0	0.572	0.000	0.572		
				15	15	3.87	10228.0	0.648	0.000	0.648		
				30	30	5.48	10214.0	0.676	0.000	0.676		
		1	0	0	60	7.75	10198.0	0.708	0.000	0.708		
		2	0	0	120	10.95	10182.0	0.740	0.000	0.740		
		4	0	0	240	15.49	10162.0	0.780	0.000	0.780		
		8	0	0	480	21.91	10146.0	0.812	0.000	0.812		
		15	0	0	900	30.00	10134.0	0.836	0.000	0.836		
				30	0	1800	42.43	10118.0	0.868	0.000	0.868	
		1	0	0	3600	60.00	10102.0	0.900	0.000	0.900		
		2	0	0	7200	84.85	10088.0	0.928	0.000	0.928		
		4	0	0	14400	120.00	10074.0	0.956	0.000	0.956		
		8	0	0	28800	169.71	10062.0	0.980	0.000	0.980		
						Deformación Total:	0.980					

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.
HOJA DE REGISTRO DE DATOS DE CONSOLIDACION.
REGISTRO DE DESCARGAS.

ANEXO "B"

Consolidómetro No. controls-1
 Micrómetro Número. controls en : 0.002 mm.

Hoja No. 4/5
 Ensaye 0
 Profun. 1.20

Decremento		-1.020		kg/cm ²		5.00		Carga Total		0.7650		kg/cm ²		OBSERV.
FECHA	HORA	TIEMPO.				RAIZ	LECTURA	DEFORMAC	DEFORMAC	DEFORMAC				
TEMP.		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.	TIEMPO		LINEAL	APARATO	TOTAL				
					0	0.00	10062.0							
			15	0	900	30.00	10122.0	-0.120	0.000	-0.120				
			30	0	1800	42.43	10126.0	-0.128	0.000	-0.128				
			45	0	2700	51.96	10126.0	-0.128	0.000	-0.128				
Recuperación Total :									0.128					
Decremento		-0.408		kg/cm ²		2.00		Carga Total		0.3570		kg/cm ²		OBSERV.
FECHA	HORA	TIEMPO.				RAIZ	LECTURA	DEFORMAC	DEFORMAC	DEFORMAC				
TEMP.		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.	TIEMPO		LINEAL	APARATO	TOTAL				
					0	0.00	10126.0							
			15	0	900	30.00	10194.0	-0.136	0.000	-0.136				
			30	0	1800	42.43	10200.0	-0.148	0.000	-0.148				
			45	0	2700	51.96	10206.0	-0.160	0.000	-0.160				
Recuperación Total :									0.160					
Decremento		-0.204		kg/cm ²		1.00		Carga Total		0.1530		kg/cm ²		OBSERV.
FECHA	HORA	TIEMPO.				RAIZ	LECTURA	DEFORMAC	DEFORMAC	DEFORMAC				
TEMP.		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.	TIEMPO		LINEAL	APARATO	TOTAL				
					0	0.00	10206.0							
			15	0	900	30.00	10284.0	-0.156	0.000	-0.156				
			30	0	1800	42.43	10294.0	-0.176	0.000	-0.176				
			45	0	2700	51.96	10294.0	-0.176	0.000	-0.176				
Recuperación Total :									0.176					

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.
HOJA DE REGISTRO DE DATOS DE CONSOLIDACION.
REGISTRO DE DESCARGAS.

ANEXO "B"

Consolidómetro No. controls-1
 Micrómetro Número. controls en : 0.002 mm.

Hoja No. 5/5
 Ensaye 0
 Profun. 1.20

Fecha		Hora		Tiempo				RAIZ	LECTURA	DEFORMAC	DEFORMAC	DEFORMAC	OBSERV.
TEMP.		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.	TIEMPO		LINEAL	APARATO	TOTAL			
Decremento : <u>-0.102</u> kg/cm ² 0.50 Carga Total <u>0.0510</u> kg/cm ²													
						0	0.00	10294.0					
			15	0	900	30.00	10376.0	-0.164	0.000	-0.164			
			30	0	1800	42.43	10384.0	-0.180	0.000	-0.180			
			45	0	2700	51.96	10384.0	-0.180	0.000	-0.180			
Recuperación Total :									0.180				
Decremento : <u>-0.0510</u> kg/cm ² 0.25 Carga Total <u>0.0000</u> kg/cm ²													
						0	0.00	10384.0					
			15	0	900	30.00	10510.0	-0.252	0.000	-0.252			
			30	0	1800	42.43	10540.0	-0.312	0.000	-0.312			
			45	0	2700	51.96	10578.0	-0.388	0.000	-0.388			
Recuperación Total :									0.388				

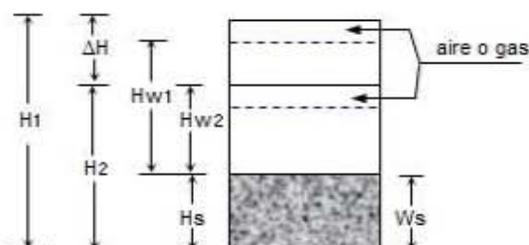
PRUEBA DE CONSOLIDACION DATOS GENERALES.

OBRA: AMPLIACION DE NAVE INDUSTRIAL FECHA INICIO: _____
 LOCALIZACION: CALAVO DE MEXICO SA DE CV FECHA FIN: _____
 SONDEO No: DOS ESTRATO: CUATRO OPERADOR: _____
 MUESTRA No: DOS PROF. (M): 3.50 CALCULISTA: _____
 DESCRIPCION: LIMO COLOR CAFÉ ROJIZO REVISO: _____

DETERMINACION DE W	PRINCIPIO DE LA PRUEBA.		FINAL DE LA PRUEBA.	
ANILLO Y VIDRIO No.	UNO		UNO	
PESO TARA + SUELO HUMEDO.	165.19		175.93	
PESO TARA + SUELO SECO.	114.22		114.22	
PESO DEL AGUA.	50.97		61.71	
PESO TARA.	87.52		87.52	
PESO SUELO SECO. Ws	26.70		26.70	
CONTENIDO DE AGUA. W %	1.91		2.31	
W % PROMEDIO.	W1 =	190.9%	W2 =	231.1%

ANILLO No: UNO DIAMETRO ANILLO cm: 7.48 AREA ANILLO A cm² = 43.94

ALTURA DEL ANILLO = ALTURA DE LA MUESTRA AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA = H1 = 20.00 mm.



PESO ESP. RELATIVO SOLIDOS. Ss = 2.25

ALTURA DE SOLIDOS. mm. Hs = $10 \frac{Ws}{A Ss}$ = 2.700

VARIACION EN LA ALTURA DEL PRINCIPIO AL FINAL DE LA PRUEBA. ΔH mm. = 9.7360

Lectura Inicial = 11734
Lectura Final = 6866

ALTURA FINAL DE LA MUESTRA mm.	H2 = H1 - ΔH =	<u>10.264</u>
ALTURA INICIAL DEL AGUA. mm.	Hw1 = W1 Ss Hs =	<u>11.599</u>
ALTURA FINAL DEL AGUA. mm.	Hw2 = W2 Ss Hs =	<u>14.043</u>
RELACION DE VACIOS INICIAL.	$e1 = \frac{H1 - Hs}{Hs}$ =	<u>6.406</u>
RELACION DE VACIOS FINAL	$e2 = \frac{H2 - Hs}{Hs}$ =	<u>2.801</u>
GRADO DE SATURACION INICIAL. %	$G1 = \frac{Hw1}{H1 - Hs}$ =	<u>67.05%</u>
GRADO DE SATURACION FINAL. %	$G2 = \frac{Hw2}{H2 - Hs}$ =	<u>185.67%</u>

EN EL CALCULO DE RELACIONES DE VACIOS, ÚSENSE LOS VALORES SIGUIENTES:

Hs = 2H0 = 2.700 mm. H1 = 20.00 mm.

OBSERVACIONES: _____

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.
HOJA DE REGISTRO DE DATOS DE CONSOLIDACION.
REGISTRO DE CARGAS.

ANEXO "B"

Consolidómetro No. controls-1
 Micrómetro Número. controls en : 0.002 mm.

Hoja No. 2/5
 Ensaye 0
 Profun. 3.50

Incremento : 0.204 kg/cm ²		1.00				Carga Total		0.3570 kg/cm ²				
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMA LINEAL	DEFORMA APARATO	DEFORMA TOTAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.							
					0	0.00	11202.0					
				4	4	2.00	10546.0	1.312	0.000	1.312		
				15	15	3.87	10494.0	1.416	0.000	1.416		
				30	30	5.48	10442.0	1.520	0.000	1.520		
		1	0	60	60	7.75	10410.0	1.584	0.000	1.584		
		2	0	120	120	10.95	10380.0	1.644	0.000	1.644		
		4	0	240	240	15.49	10352.0	1.700	0.000	1.700		
		8	0	480	480	21.91	10326.0	1.752	0.000	1.752		
		15	0	900	900	30.00	10302.0	1.800	0.000	1.800		
				30	0	1800	42.43	10280.0	1.844	0.000	1.844	
		1	0	0	3600	60.00	10254.0	1.896	0.000	1.896		
		2	0	0	7200	84.85	10236.0	1.932	0.000	1.932		
		4	0	0	14400	120.00	10220.0	1.964	0.000	1.964		
		8	0	0	28800	169.71	10204.0	1.996	0.000	1.996		
Deformación Total:							1.996					
Incremento : 0.408 kg/cm ²		2.00				Carga Total :		0.7650 kg/cm ²				
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMA LINEAL	DEFORMA APARATO	DEFORMA TOTAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.							
					0	0.00	10204.0					
				4	4	2.00	8872.0	2.664	0.000	2.664		
				15	15	3.87	8780.0	2.848	0.000	2.848		
				30	30	5.48	8726.0	2.956	0.000	2.956		
		1	0	60	60	7.75	8670.0	3.068	0.000	3.068		
		2	0	120	120	10.95	8608.0	3.192	0.000	3.192		
		4	0	240	240	15.49	8570.0	3.268	0.000	3.268		
		8	0	480	480	21.91	8534.0	3.340	0.000	3.340		
		15	0	900	900	30.00	8492.0	3.424	0.000	3.424		
				30	0	1800	42.43	8450.0	3.508	0.000	3.508	
		1	0	0	3600	60.00	8430.0	3.548	0.000	3.548		
		2	0	0	7200	84.85	8420.0	3.568	0.000	3.568		
		4	0	0	14400	120.00	8381.0	3.646	0.000	3.646		
		8	0	0	28800	169.71	8334.0	3.740	0.000	3.740		
				0	0	39600	199.00					
Deformación Total:							3.740					

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.
HOJA DE REGISTRO DE DATOS DE CONSOLIDACION.
REGISTRO DE DESCARGAS.

ANEXO "B"

Consolidómetro No. controls-1
 Micrómetro Número. controls en : 0.002 mm.

Hoja No. 4/5
 Ensaye 0
 Profun. 3.50

Decremento		-1.020		kg/cm ²		5.00		Carga Total		0.7650		kg/cm ²		
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMAC LINEAL	DEFORMAC APARATO	DEFORMAC TOTAL	OBSERV.			
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.									
					0	0.00	6034.0							
			15	0	900	30.00	6134.0	-0.200	0.000	-0.200				
			30	0	1800	42.43	6135.0	-0.202	0.000	-0.202				
			45	0	2700	51.96	6135.0	-0.202	0.000	-0.202				
<i>Recuperación Total :</i>										0.202				
Decremento		-0.408		kg/cm ²		2.00		Carga Total		0.3570		kg/cm ²		
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMAC LINEAL	DEFORMAC APARATO	DEFORMAC TOTAL	OBSERV.			
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.									
					0	0.00	6135.0							
			15	0	900	30.00	6212.0	-0.154	0.000	-0.154				
			30	0	1800	42.43	6218.0	-0.166	0.000	-0.166				
			45	0	2700	51.96	6218.0	-0.166	0.000	-0.166				
<i>Recuperación Total :</i>										0.166				
Decremento		-0.204		kg/cm ²		1.00		Carga Total		0.1530		kg/cm ²		
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMAC LINEAL	DEFORMAC APARATO	DEFORMAC TOTAL	OBSERV.			
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.									
					0	0.00	6218.0							
			15	0	900	30.00	6360.0	-0.284	0.000	-0.284				
			30	0	1800	42.43	6566.0	-0.696	0.000	-0.696				
			45	0	2700	51.96	6568.0	-0.700	0.000	-0.700				
<i>Recuperación Total :</i>										0.700				

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.
HOJA DE REGISTRO DE DATOS DE CONSOLIDACION.
REGISTRO DE DESCARGAS.

ANEXO "B"

Consolidómetro No. controls-1
 Micrómetro Número. controls en : 0.002 mm.

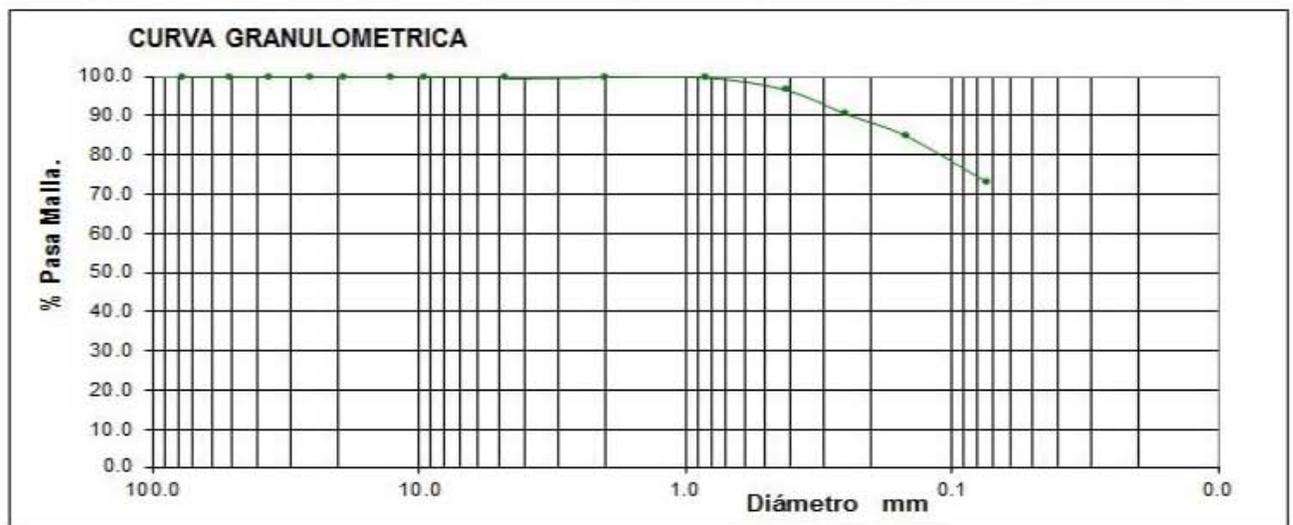
Hoja No. 5/5
 Ensaye 0
 Profun. 3.50

Decremento		kg/cm ²				Carga Total		0.0510 kg/cm ²			OBSERV.
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMAC LINEAL	DEFORMAC APARATO	DEFORMAC TOTAL	
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.						
					0	0.00	6568.0				
			15	0	900	30.00	6598.0	-0.060	0.000	-0.060	
			30	0	1800	42.43	6660.0	-0.184	0.000	-0.184	
			45	0	2700	51.96	6666.0	-0.196	0.000	-0.196	
<i>Recuperación Total :</i>									0.196		
Decremento		kg/cm ²				Carga Total		0.0000 kg/cm ²			OBSERV.
FECHA TEMP.	HORA	TIEMPO.				RAIZ TIEMPO	LECTURA	DEFORMAC LINEAL	DEFORMAC APARATO	DEFORMAC TOTAL	
		HRS.	MIN.	SEG.	SEG.						
					0	0.00	6666.0				
			15	0	900	30.00	6840.0	-0.348	0.000	-0.348	
			30	0	1800	42.43	6850.0	-0.368	0.000	-0.368	
			45	0	2700	51.96	6866.0	-0.400	0.000	-0.400	
<i>Recuperación Total :</i>									0.400		

GRANULOMETRIA O CLASIFICACION POR TAMAÑOS DEL SUELO

OBRA	CALAVO DE MEXICO SA DE CV	DESPERDICIO % RET 2"	FECHA:
PROYECTO:	AMPLIACION DE NAVE INDUSTRIAL	PESO HUMEDO (gm)	
ENSAYE No.	SONDEO No. TRES	PESO SECO (gm)	% W NAT.
ESTRATO	DOS PROF.	PESO NETO DE MAT. "kg"	OPERADOR:
DESCRIPCION MATER.	CAFÉ OSCURO	VOLUMEN MOLDE "m3"	CÁLCULO:
TIPO DE GRANULOMETRIA :	por lavado	PESO VOLUMETRICO "Ton/m3"	Vo. Bo.:

GRANULOMETRIA GRUESA HASTA MALLA No. 4					GRANULOMETRIA FINA POR LAVADO HASTA MALLA No. 200				
Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla	Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla
Malla mm.	pulgadas	Parcial (kgs)	Parcial	Parcial	Malla mm.	No.	Parcial (grms)	Parcial	Parcial
76.2	3"	0.0000	0.00	100.00					
50.8	2"	0.0000	0.00	100.00	2	10	0.60	0.12	99.88
36.1	1 1/2"	0.0000	0.00	100.00	0.84	20	1.00	0.20	99.68
25.4	1"	0.0000	0.00	100.00	0.42	40	15.80	3.16	96.52
19.05	3/4"	0.0000	0.00	100.00	0.25	60	30.80	6.16	90.36
12.7	1/2"	0.0000	0.00	100.00	0.149	100	28.00	5.60	84.76
9.52	3/8"	0.0000	0.00	100.00	0.074	200	59.00	11.80	72.96
4.76	No. 4	0.0000	0.00	100.00		Pasa 200	364.80	72.96	0.00
	Pasa No. 4	3.0000	100.00	0.00		SUMA	500.00	100.00	
	SUMA	3.000	100.00						

**DENSIDAD**

Volumen Desalojado _____ - Peso seco _____ - Densidad Relativa Aparente _____ -

D 10 =	0.00	Cu = D60 / D10 =	0.00	MAYOR 3" =	0.00%
D 30 =	0.00	Gravas Cu > 4	Arenas, Cu > 6.	G =	0.0%
D 60 =	0.00	Cc = (D30) ² / (D10*D60) =	0.00	S =	27.0%
		Gravas y Arenas Cc entre 1 y 3		F =	73.0%

CLASIFICACIÓN GRANULOMETRICA: **MATERIAL FINO**

LÍMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG

TIPO DE OBRA:	CALAVO DE MEXICO SA DE CV	FECHA:	
LOCALIZACION:	LIBRAMIENTO ORIENTE	MUESTRA No.	
ESTRATO:	DOS	SONDEO NO.	TRES
DESCRIPCION MATERIAL:	CAFÉ OSCURO	OPERADOR:	
		CALCULO:	

LIMITE LIQUIDO

Prueba No	No. de Golpes	Capsula No.	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	16		32.12	31.00	1.12	29.42	1.58	70.89
2	24		21.87	20.87	1.00	19.39	1.48	67.57
3	29		24.66	23.82	0.84	22.56	1.26	66.67
4								

LIMITE PLASTICO

Prueba No.	Capsula No.	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	1	23.44	22.69	0.75	21.34	1.35	55.56
2							

LIMITE DE CONTRACCION

Cápsula No.	Tipo de Prueba	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	Lineal	124.01	98.15	25.86	62.86	35.29	26.35
	Longitud Inicial (cm)	10.00	Long. Final (cm)	9.76	Contracción Lineal (%)		2.40
	Volumétrica						
	Vol. Inicial cm ³		Volúmen Final cm ³		Contracción Volumétrica (%)		
	Peso Vol. Mercurio kg/m ³		Peso Mercurio desalojado (gr)				

HUMEDAD NATURAL W (%) = _____

LIMITE LÍQUIDO LL (%) = **67.00**

LIMITE PLÁSTICO LP (%) = 55.56

INDICE PLÁSTICO IP (%) = **11.44**

CONSISTENCIA RELATIVA = _____

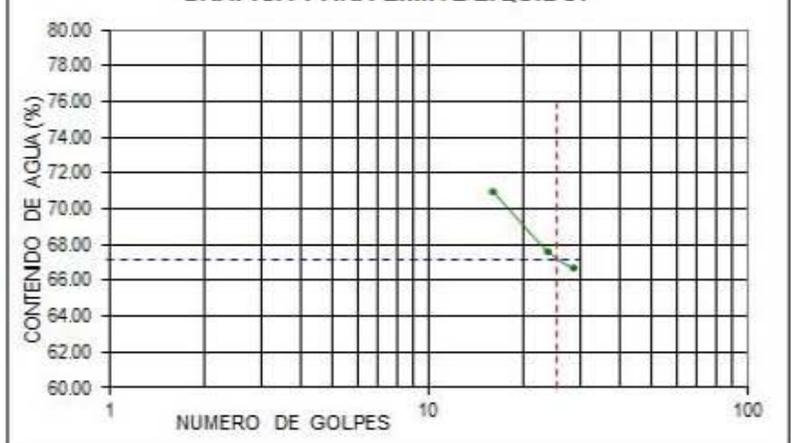
INDICE FLUIDEZ F_w (%) = _____

INDICE TENACIDAD T_w = _____

CLASIFICACION SUCS = _____

MH LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD

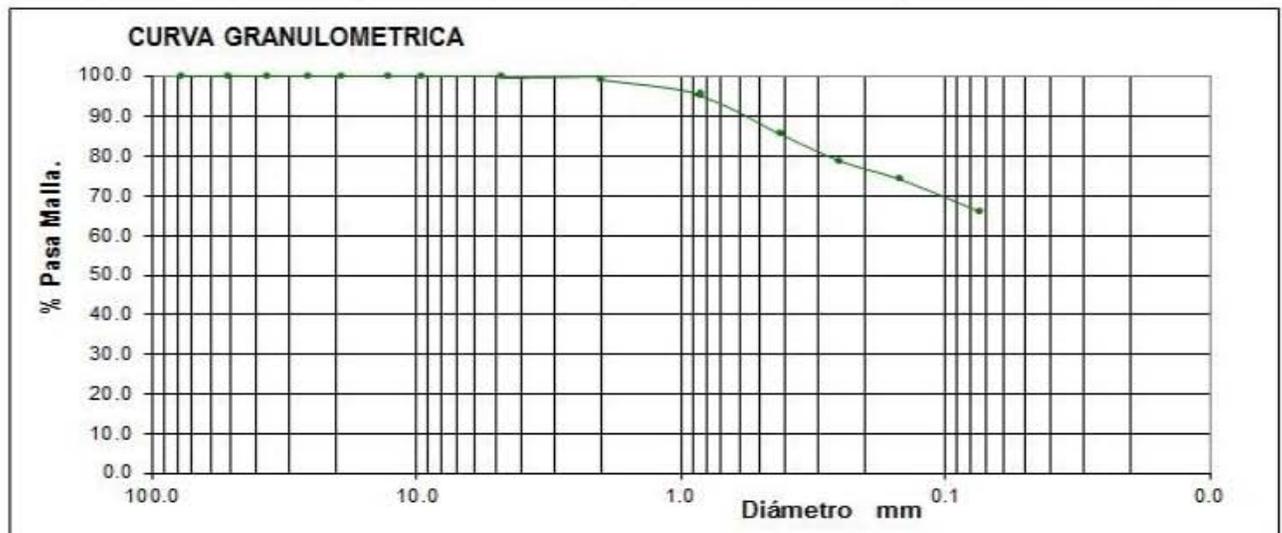
OBSERVACIONES: _____

GRAFICA PARA LIMITE LÍQUIDO.

GRANULOMETRIA O CLASIFICACION POR TAMAÑOS DEL SUELO

OBRA <u>CALAVO DE MEXICO SA DE CV</u>	DESPERDICIO % RET 2" _____	FECHA: _____
PROYECTO: <u>AMPLIACION DE NAVE INDUSTRIAL</u>	PESO HUMEDO (gm) _____	
ENSAYE No. _____ SONDEO No. <u>TRES</u>	PESO SECO (gm) _____	% W NAT: _____
ESTRATO: <u>TRES</u> PROF. _____	PESO NETO DE MAT. "kg" _____	OPERADOR: _____
DESCRIPCION MATER. <u>CAFÉ ROJIZO</u>	VOLUMEN MOLDE "m3" _____	CÁLCULO: _____
TIPO DE GRANULOMETRIA: <u>por lavado</u>	PESO VOLUMETRICO "Ton/m3" _____	Vo. Bo.: _____

GRANULOMETRIA GRUESA HASTA MALLA No. 4					GRANULOMETRIA FINA POR LAVADO HASTA MALLA No. 200				
Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla	Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla
Malla mm.	pulgadas	Parcial (kgs)	Parcial	Parcial	Malla mm.	No.	Parcial (gms)	Parcial	Parcial
76.2	3"	0.0000	0.00	100.00					
50.8	2"	0.0000	0.00	100.00	2	10	5.00	1.00	99.00
36.1	1 1/2"	0.0000	0.00	100.00	0.84	20	19.00	3.80	95.20
25.4	1"	0.0000	0.00	100.00	0.42	40	48.00	9.60	85.60
19.05	3/4"	0.0000	0.00	100.00	0.25	60	34.00	6.80	78.80
12.7	1/2"	0.0000	0.00	100.00	0.149	100	23.00	4.60	74.20
9.52	3/8"	0.0000	0.00	100.00	0.074	200	41.00	8.20	66.00
4.76	No. 4	0.0000	0.00	100.00		Pasa 200	330.00	66.00	0.00
	Pasa No. 4	3.0000	100.00	0.00		SUMA	500.00	100.00	
	SUMA	3.000	100.00						



DENSIDAD

Volumen Desalojado _____ - _____ Peso seco _____ - _____ Densidad Relativa Aparente _____ - _____

D 10 = <u>0.00</u>	$Cu = D_{60} / D_{10} = $ <u>0.00</u>	MAYOR 3"= <u>0.00%</u>
D 30 = <u>0.00</u>	Gravas $Cu > 4$ Arenas, $Cu > 6$.	G = <u>0.0%</u>
D 60 = <u>0.00</u>	$Cc = (D_{30})^2 / (D_{10} \cdot D_{60}) = $ <u>0.00</u>	S = <u>34.0%</u>
	Gravas y Arenas Cc entre 1 y 3	F = <u>66.0%</u>

CLASIFICACIÓN GRANULOMETRICA: **MATERIAL FINO**

LÍMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG

TIPO DE OBRA:	CALAVO DE MEXICO S.A. DE C.V.	FECHA:	
LOCALIZACION:	LIBRAMIENTO ORIENTE	MUESTRA No.	
ESTRATO:	TRES	SONDEO NO.	TRES
DESCRIPCION MATERIAL:		OPERADOR:	
		CALCULO:	

LIMITE LIQUIDO

Prueba No	No. de Golpes	Capsula No.	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	16		18.91	17.98	0.93	16.49	1.49	62.42
2	27		18.56	17.88	0.68	16.53	1.35	50.37
3	34		22.72	22.31	0.41	21.31	1.00	41.00
4								

LIMITE PLASTICO

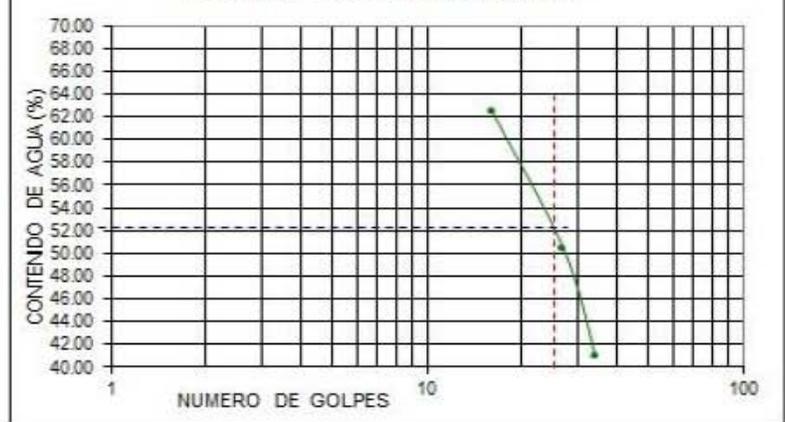
Prueba No.	Capsula No.	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	1	17.64	17.30	0.34	16.28	1.02	33.33
2							

LIMITE DE CONTRACCION

Cápsula No.	Tipo de Prueba	Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	Peso Capsula + Suelo Seco (gr)	Peso del Agua (gr)	Peso Capsula (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Contenido de Agua W (%)
1	Lineal	122.37	93.25	29.12	62.89	30.36	31.23
	Longitud Inicial (cm)	10.00	Long. Final (cm)	9.71	Contracción Lineal (%)		2.90
	Volumétrica						
	Vol. Inicial cm ³		Volúmen Final cm ³		Contracción Volumétrica (%)		
	Peso Vol. Mercurio kg/m ³		Peso Mercurio desalojado (gr)				

HUMEDAD NATURAL W (%) = -
 LIMITE LÍQUIDO LL (%) = **52.00**
 LIMITE PLÁSTICO LP (%) = 33.33
 INDICE PLÁSTICO IP (%) = **18.67**
 CONSISTENCIA RELATIVA = -
 INDICE FLUIDEZ F_w (%) = _____
 INDICE TENACIDAD T_w = _____
 CLASIFICACION SUCS = -
MH LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD

OBSERVACIONES: _____

GRAFICA PARA LIMITE LÍQUIDO.

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL RÁPIDA

TIPO DE OBRA	AMPLIACION DE NAVE INDUSTRIAL CALAVO DE MEXICO.			FECHA:	_____
LOCALIZACION	LIBRAMIENTO ORIENTE No. 2650 URUAPAN MICHOACAN			PROFUND:	1,50 m
ENSAYE No.:	SONDEO No.	TRES	MUESTRA No.	1 - 2 - 3	OPERADOR:
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	LIMO INORGANICO COLOR CAFÉ ROJIZO			CALCULO:	_____

PRUEBA NUMERO	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²	Dimensión para dibujo	γ m ton/m ³	PARAMETROS DE ESFUERZO CORTANTE.
1	0.50	0.799	2.397	1.020	Cohesión = 0.193 kg/cm ² $\Phi = 10.85^\circ$
2	1.00	1.024	3.072	0.990	
3	1.50	1.290	3.870	1.001	
			promedio =	1.004	

ESCALA:
3.0 cm = 1.0 kg/cm²

