

1. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCION

Son de gran importancia las deformaciones que pueden ocurrir en los suelos o en las estructuras apoyadas sobre ellos, cuando son causadas debido a aumentos de humedad por efectos de infiltración natural o causadas por el hombre. Aunque se tenga conocimiento de esto, difícilmente se ha observado diseños que lleven en consideración esos efectos. Un caso particular de las deformaciones es el colapso de suelos porosos naturales que se destacan por ser los causadores de varios problemas de la ingeniería, interfiriendo en las soluciones de diseños o afectando obras como: canales, terraplenes, cortes de talud, túneles y diferentes obras de la construcción civil.

Al igual que en todas las aplicaciones de la mecánica de suelos, los materiales de esta naturaleza que se utilizan en la construcción, son de dos tipos claramente diferenciados. Los q se denominan materiales gruesos constituyendo el primer grupo (arenas, grava, y fragmentos de roca, etc.), y siendo el segundo grupo formado por los materiales finos (limos y arcillas)

En los suelos gruesos la deformación del conjunto por efecto de cargas externas es mínima, debido a que por lo general, cualquier masa de esta naturaleza bien compactada, adquiere características de resistencia y difícil deformabilidad, muy poco dependientes del contenido de agua que el conjunto de suelos tenga o adquiera.

Se define como colapso, al fenómeno caracterizado por la brusca reducción de volumen, ocasionado por la infiltración de agua, con presencia o no de sobrecarga

Debido al incremento al esfuerzo que comprime los estratos del suelo, producto de la construcción de una obra civil (carretera, construcción, etc.), ocasiona asentamientos del volumen del suelo q se refleja ineludiblemente en la superficie, asimismo esta compresión es causada por los mecanismos generadores: deformación de las partículas de suelo, reacomodo de las partículas de suelo, expulsión del agua o aire de los espacios vacíos del suelos.

Los suelos colapsables pueden constituirse en diferentes depósitos de suelos como: aluviales, coluviales, residuales, arcillosos, etc.

La formación de esos depósitos depende de las variaciones climáticas y el ambiente geológico

Las características de los suelos colapsables dependen de la estructura que pueden presentar. Su estructura se muestra macroporosa, donde las partículas menores se mantienen en equilibrio metaestable, por la presencia de un vínculo que es capaz de ofrecer al suelo una resistencia adicional temporal.

El humedecimiento de estos suelos provoca la destrucción de las fuerzas estabilizadoras, con una disminución de la resistencia de ese suelo, lo que provoca, un desplazamiento relativo entre las partículas, de tal forma que, estas pasan a ocupar los espacios vacíos de la estructura del suelo lo que resulta en la reducción brusca del índice de vacíos.

Ensayos de laboratorio y campo, pueden ser realizados con la finalidad de identificar y cuantificar el grado de colapsabilidad de los suelos.

En la actualidad en países donde la tecnología está más avanzada, podemos encontrar aparatos destinados a medir las deformaciones volumétricas in situ como ser los ensayos de campo “Ferreira & Lacerda” que desarrollaron el “expanso-colapsómetro”.

En el presente proyecto de grado se analizarán exclusivamente aquellos suelos, en los cuales el colapso es provocado por humedecimiento. Ya que es importante el análisis del comportamiento (causas y fenómenos) y las técnicas para la predicción de asentamientos, orientados a su identificación en campo, con miras a facilitar las decisiones que debe tomar el ingeniero, con respecto al diseño a partir del asentamiento de manera que prevenga y minimice deterioros en las estructuras de las obras que se traducirían, en gastos que incrementarían los costos de los programas de reparación y mantenimiento en las obras civiles.

1.2 CONCEPTOS BASICOS

Acopio: Acumulación planificada de materiales destinados a la construcción de una obra.

Análisis Hidrométricos: Método para determinar el tamaño de las partículas más pequeñas de un suelo (menores que 0.08mm), basado en la velocidad de sedimentación en un líquido.

Arcilla: Suelo de granos finos (compuesto por partículas menores a 5 micrones), que posee alta plasticidad dentro de ciertos límites de contenido de humedad y que, secado al aire, adquiere una resistencia importante.

Arena: Material resultante de la desintegración, molienda o trituración de la roca, cuyas partículas pasan por el tamiz de 5 mm y son retenidas por el de 0.08 mm.

Asentamiento de Suelos: Descenso vertical de la superficie del terreno o del terraplén, debido a la consolidación o fallas del suelo.

Calicata: Exploración que se hace en cimentaciones de edificios, muros, caminos, etc., para determinar, identificar y clasificar los materiales constituyentes de los suelos de fundación, a través de estratigrafía y ensayos.

Cohesión: Fuerza de unión entre las partículas de un suelo, cuya magnitud depende de la naturaleza y estructura del mismo. En los suelos cohesivos la estructura depende del contenido de minerales arcillosos presentes y de las fuerzas que actúan entre ellos.

Compacidad de un Suelo: Grado de compactación o densidad natural de un suelo no cohesivo que depende del acomodo alcanzado por las partículas de este.

Compactación: Operación mecanizada para reducir el índice de huecos de un suelo y alcanzar con ello la densidad deseada.

Compresibilidad de un Suelo: Deformación que experimenta un suelo producto de la relación variable que experimentan las fases de que está compuesto. Esta deformación no siempre es proporcional al esfuerzo aplicado, cambiando con el tiempo y con el medio.

Consistencia de un Suelo: Grado de adherencia entre las partículas del suelo y su resistencia a las fuerzas que tienden a deformarlo o romperlo. Se describe por medio de términos como: blanda, media, firme, muy firme y dura.

Consolidación: Reducción de vacíos de un suelo, a consecuencia de la expulsión del agua y aire intersticiales, mediante la aplicación de cargas durante un lapso determinado.

Densidad: Cociente entre la masa de un suelo y su volumen a una temperatura determinada.

Estabilización de Suelos: Mejoramiento de las propiedades físicas y mecánicas de un suelo mediante procedimientos mecánicos.

Grado de Saturación: Porcentaje de humedad para el cual un suelo presenta todos sus vacíos llenos con agua y su grado de saturación es por tanto de 100%. La humedad de saturación varía de un suelo a otro dependiendo de su densidad de partículas sólidas, para un nivel de densificación.

Índice de Grupo: Índice utilizado en el Sistema AASHTO de clasificación de suelos para efectuar la evaluación en cada grupo. Su valor depende del porcentaje que pasa por 0.075mm, del límite líquido y el Índice de Plasticidad del suelo.

Permeabilidad de un Suelo: Propiedad de los suelos o capas granulares de un pavimento de permitir el paso del agua a través de ellas. Se mide mediante ensayo y se expresa como el coeficiente de permeabilidad. Es un indicador de la capacidad drenante del suelo o capa granular.

1.3 JUSTIFICACION

El desarrollo espectacular de las poblaciones y de los medios de comunicación experimentados, han sido acompañados de una demanda creciente de movilidad de bienes y personas no siempre compatibles con las limitaciones de carácter social y económico.

Ante esta situación la mejora ineludible de los transportes por carretera, la construcción de nuevas viviendas en terrenos antes no habitables, constituyen un reto técnico formidable en el que la mecánica de suelos juega un papel fundamental, a la hora de asegurar un correcto funcionamiento de las infraestructuras que es necesario construir, tanto en la superficie como por el interior del terreno.

Por esto da paso a pensar, en la elaboración de métodos de diseño que representen las condiciones por las que se está atravesando, para contribuir así a lograr satisfacer una demanda que está en desarrollo.

Los suelos artificiales no saturados, como el caso de los suelos compactados para la construcción de obras de ingeniería civil ha sido frecuente a lo largo de la historia. A pesar de que el comportamiento de estos suelos ha sido estudiado, es necesario continuar con el análisis de los mismos, para poder predecir con suficiente aproximación su comportamiento y enfocar racionalmente el diseño de las obras en las que intervienen.

Desde el punto de vista práctico, el estudio experimental del comportamiento de los suelos arenosos y arcillosos, como material de construcción, al igual que el desarrollo de una metodología dentro del campo ocupacional en ensayos normalizados, que permitan simular el comportamiento de dichos suelos frente a cambios de humedad y de esfuerzo, es de gran interés en el campo de obras de ingeniería.

Identificar las causas del comportamiento de las obras de ingeniería civil con notable frecuencia se atribuyen a movimientos de su estructura provocados por asentamientos debido a cambios repentinos de volumen de suelos, lo que significa que el comportamiento del suelo es determinante en el buen o mal funcionamiento de las obras civiles, haciendo que el análisis de los asentamientos resulte importante y que no solamente se relacione con las cargas transmitidas por la construcción, sino que también se debe a la influencia de otros factores que afectan al fenómeno del asentamiento tal es el caso de la infiltración del agua en el suelo que puede ser de origen natural (variación climática) o artificial (actividad del hombre) incrementando el contenido de humedad del material.

La predicción de tales cambios representa una tarea difícil para el ingeniero pero a la vez importante debido a que la mayor parte de los daños en las obras civiles, son producto a los cambios no previstos de las condiciones del suelo, que se traducen en repentinos asentamientos de la superficie del suelo, por todo esto es que en este proyecto de grado se analizara, estudiara y ensayará los métodos empíricos por medio de los cuales se pueda: identificar la incidencia de la arcilla en las arenas considerándolas como suelos meta estables, y realizar la simulación del fenómeno del colapso, para la simulación del grado y el ritmo del asentamiento relacionado con las características de compresibilidad del suelo que se utilizaron para el cálculo en el caso de que este estado sea alterado, debido a una saturación con humedad no prevista, ocasionando cambios bruscos de volumen de suelo,

dando como resultado asentamientos repentinos de la superficie que no son producto del aumento de carga adicional a la del proyecto, sino mas bien son causados por la variación de las características y propiedades internas de los suelos, es por esta razón que es muy importante ensayar estos suelos, en condiciones saturadas como resultado para analizar la variabilidad de su comportamiento en lo que respecta a sus propiedades de compresibilidad definiendo así, criterios que ayuden a evitar el fenómeno estudiado marcando de esta manera el punto de partida para la realización de nuevos estudios relacionados con el tema, evidenciando de esta manera un aporte para la ingeniería civil.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar, cuál es la incidencia que tiene la variabilidad del porcentaje de arcilla, en el colapso simulado de arenas finas, a fin de que se pueda establecer un comportamiento, que ayude a prevenir las fallas por colapso de los suelos meta estables, durante la construcción.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Analizar los distintos procesos de formación del suelo y los cuales son los diferentes tipos de estructura, por medio de los cuales se presentan.
- ✓ Analizar los diversos factores que afectan el comportamiento de los colapsos.
- ✓ Recolectar muestras alteradas para realizar los ensayos correspondientes en laboratorio.
- ✓ Estudiar las características y propiedades de las arenas finas y las arcillas en cuanto se refiere a su comportamiento.
- ✓ Realizar el ensayo de ebullición de una masa de suelo, para lograr la alteración de la muestra compactada, sometiéndola a presión, logrando que el suelo absorba cantidades grandes de agua, y posteriormente desecarlo, para obtener un pastón de suelo que será posteriormente estudiado.

- ✓ Realizar el ensayo de consolidación, para poder observar el comportamiento del suelo a diferentes porcentajes de arcilla, y verificar el momento en el que se produce el fenómeno de colapso.

1.5 ALCANCE

En el presente proyecto de grado se analizarán exclusivamente aquellos suelos, en los cuales el colapso es provocado por humedecimiento. Ya que es importante el análisis del comportamiento (causas y fenómenos) y las técnicas para la predicción de asentamientos, orientados a su identificación en campo, con miras a facilitar las decisiones que debe tomar el ingeniero, al momento de mejorar las condiciones de estabilidad de las arenas finas, con este trabajo de investigación, mediante una serie de ensayos, en los cuales añadiremos a la arena fina un cierto porcentaje de arcilla que irá aumentando progresivamente, pretendemos obtener un límite de incremento, que nos servirá como un indicador para poder subsanar problemas en construcciones civiles, asentadas sobre suelos presentan estas características.

2. COMPORTAMIENTO DEL SUELO

2.1 INTRODUCCIÓN

En vista de que los suelos compactados se consideran suelos artificiales no saturados y su uso en la construcción de obras de ingeniería civil, han sido frecuentes a lo largo de la historia uno de los objetivos de este trabajo será el presentar las principales características del comportamiento de los suelos no saturados.

Para ello cabe mencionar que la mecánica de los suelos se desarrollo inicialmente para estudiar los suelos saturados. Los estudios de estos suelos han sido abundantes, principalmente en los países desarrollados y de clima húmedo que han ofrecido grandes aportaciones al conocimiento de su comportamiento.

Durante muchos años los estudios de la mecánica de suelos pusieron especial énfasis en los suelos saturados, quedando los suelos no saturados relegados a un segundo plano, a pesar de que extensas regiones de la tierra están cubiertas por ellos. Dudley (1970) comentó que ya Terzaghi había llamado la atención sobre la tendencia de los suelos no saturados a experimentar cambios de volumen cuando se inundaban. Hoy en día se tiene un conocimiento muy bueno del comportamiento de los suelos saturados existiendo modelos mecánicos que permiten explicar de forma conjunta todos los comportamientos de resistencia, deformación volumétrica y al corte. Sin embargo, existe una mayor escasez de información y conocimientos en el campo de los suelos parcialmente saturados. Es posible que este hecho sea debido a la gran ocurrencia de suelos saturados sedimentarios en países con clima templado.

Por ello se les ha denominado suelos problemáticos, especiales o no convencionales, a los suelos colapsables, suelos residuales y los suelos expansivos, que son ejemplos de materiales potencialmente no saturados. Estos suelos están sujetos a cambios e humedad de origen natural (variación climáticas), o artificial (actividad humana), que causan importantes modificaciones en su capacidad portante (resistencia y deformabilidad).

Por tal motivo, el estudio del comportamiento de los suelos no saturados ha sido objeto de números trabajos de investigación en las últimas décadas debido a las dificultades para la aplicación de la mecánica de suelos tradicional a los problemas geotécnicos que se plantean en este tipo de materiales. A pesar de los trabajos publicados sobre este tema, aun falta información sobre diversos aspectos de estos materiales que puedan contribuir a un mejor entendimiento del comportamiento que presentan estos suelos frente a cambios de esfuerzos y humedad.

Los fenómenos más característicos del comportamiento de suelos no saturado son los relacionados con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación.

Estas deformaciones pueden ser positivas (colapso) o negativas (expansión) El comportamiento de los suelos no saturados es función de la estructura del suelo, que varia considerablemente dependiendo de varios factores (procesos de formación) el grado de saturación y la distribución granulométrica de las partículas.

2.2 FORMACIÓN DEL SUELO

Desde el punto de vista de la Ingeniería Civil, un suelo puede definirse como la masa disgregada de materiales minerales y orgánicos, que cubren a la corteza sólida de rocas graníticas y basálticas de la Tierra.

El suelo se forma principalmente por acción del medio ambiente y por otros procesos geológicos que ocurren en la superficie de la roca sólida en o cerca de la superficie de la Tierra. Los efectos del medio ambiente, son el resultado de los fenómenos físicos y químicos, debido principalmente a los factores atmosféricos que modifican a la estructura y composición de las rocas. La acción del medio ambiente ocurre ya sea mediante medios físicos o químicos.

2.3 ESTRUCTURA DE LOS SUELOS

La estructura interna que presentan los suelos es un aspecto de gran importancia en el comportamiento mecánico de éstos. Así, por ejemplo bajo las mismas condiciones de

carga, para un suelo con una estructura abierta se produce un colapso durante el mojado del suelo, sin embargo, para el mismo suelo y en condiciones de carga, pero con una estructura más compacta se puede producir un hinchamiento al mojarlo.

Los suelos de estructura matricial, cuando se mojan, hinchan debido al aumento de volumen de las partículas de arcilla que constituyen la matriz. Del mismo modo, cuando se les somete a un aumento de la succión, reducen su volumen.

Este último fenómeno no se produce de forma tan marcada en suelos con estructura de agregados, ya que, al aumentar la succión, también se incrementa la resistencia de los contactos entre agregados, pero la estructura no retrae, y la variación de volumen global es pequeña.

2.4 FASES COMPONENTES DE UN SUELO

El suelo parcialmente saturado es un sistema trifásico compuesto por sólidos, líquidos y gases. Las relaciones existentes entre estas fases y los componentes del suelo, según Yoshimi y Osterberg (1963), están presentadas en la Fig.1 de forma resumida.

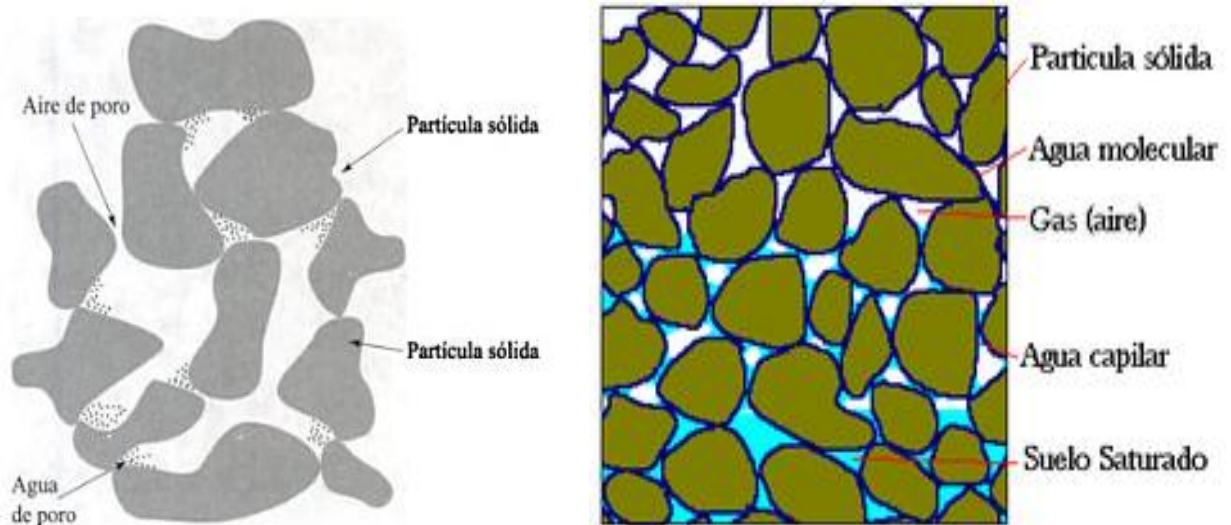


Figura No 2.1 Fases de componen el suelos

El conocimiento de las interacciones existentes entre las tres fases del sistema constituye el punto básico para el entendimiento del comportamiento del suelo no saturado. A continuación serán comentados brevemente algunos aspectos básicos referentes a cada una de las fases constituyentes.

Fase sólida

Está integrada básicamente por partículas sólidas de distintos tamaños.

Fase líquida

La fase líquida se compone fundamentalmente del agua y de las sales disueltas en ella.

Fase gaseosa

Esta fase está formada básicamente por aire y vapor de agua. Según los estudios de varios autores, la forma en que se encuentra el aire en el suelo, está relacionada con la humedad o el grado de saturación del mismo.

2.5 TIPOS DE SUELOS

Teniendo en cuenta su origen, los suelos no saturados pueden ser naturales o artificiales.

2.5.1 SUELOS RESIDUALES

Estos suelos aparecen particularmente cuando los procesos químicos del intemperismo (que involucra diversos procesos naturales que resultan de la acción individual o combinada de factores tales como el viento, lluvia, heladas y cambio de temperatura), predominan sobre los físicos, lo que sucede en los terrenos llanos de las áreas tropicales. La composición de estos suelos es muy variable, con una gran diversidad tanto de tipos minerales como de tamaños de partículas. Éstos suelos son originados por la intensa y profunda descomposición de la roca matriz, bajo condiciones climáticas y biológicas que prevalecen en los trópicos.

2.5.2 SUELOS TRANSPORTADOS

Son aquellos suelos que por medio de agentes físicos, son redepositados en otros lugares, generando así los suelos sobreyacentes a otros estratos sin relación directa con ellos. Gran parte de los suelos transportados se han depositado en ambientes acuosos, quedando inicialmente saturados y posteriormente desecados debido a las circunstancias ambientales. Según diversos autores, éstos lugares ocupan cerca del 30 % de la superficie de la Tierra. Según el agente de transporte se subdividen en las siguientes categorías:

2.5.3 ALUVIALES O FLUVIALES

Depositados por agua en movimiento, produciendo el arrastre de materiales de gran tamaño que se van depositando en forma graduada a lo largo de su curso, correspondiendo los materiales más finos (limos y arcillas) y a depósitos próximos a su desembocadura en zonas planas.

2.5.4 EÓLICOS

Depositados por la acción del viento, el cual puede arrastrar partículas cuyo tamaño puede variar desde limos hasta arenas; dos tipos de suelo se pueden destacar dentro de esta categoría: *El Loes* que es un depósito constituido por una mezcla uniforme de arenas finas y limos. *Los Médanos*, son aglomeraciones de arena suelta arrastrada por el viento y que se vio detenida por algún obstáculo natural de la superficie del terreno.

2.6 TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS DE SUELO

Para describir el suelo por el tamaño de sus partículas varias organizaciones desarrollan límites de tamaño para suelos, que se muestran en la siguiente tabla

Tabla No 2.1 Limites de tamaño de suelos separados

Nombre de la organización	Tamaño del grano (mm)			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Instituto tecnológico de Massachusetts (MIT)	>2	2 a 0.066	0.06 a 0.002	<0.002
Departamento de agricultura de Estados Unidos (USDA)	>2	2 a 0.05	0.05	<0.002
Asociación Americana de Funcionarios de Transporte y Carreteras estatales	76.2 a 2	2 a 0.0075	0.075 a 0.002	<0.002
Sistema Unificado de clasificación de suelos (U.S Army Corps of Engineers; U.S. Bureau of Reclamations; American Society for testing and Materials)	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (es decir, limos y arcillas < 0.075)	

Los ensayos de granulometría tienen por finalidad determinar en forma cuantitativa la distribución de las partículas del suelo de acuerdo a su tamaño.

La distribución de las partículas con tamaño superior a 0.075 mm (malla N° 200) se determina mediante tamizado, con una serie de mallas normalizadas.

Para partículas menores que 0.075 mm (malla N° 200), su tamaño se determina observando la velocidad de sedimentación de las partículas en una suspensión de densidad y viscosidad conocidas.

El suelo está constituido por partículas de muy diferente tamaño. Conocer esta granulometría es esencial para cualquier estudio del suelo (ya sea desde un punto de vista genético como aplicado). Para clasificar a los constituyentes del suelo según su tamaño de partícula se han establecido muchas clasificaciones granulométricas. Básicamente todas aceptan los términos de grava, arena, limo y arcilla, pero difieren en los valores de los límites establecidos para definir cada clase.

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracteriza porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que le sigue correlativamente.

En suelos gruesos (gravas, arenas y limos no plásticos), de estructura simple, la característica más importante para definir su resistencia es la compacidad; la angulidad de los granos y la orientación de las partículas juegan también un papel importante, aunque menor.

En la clasificación de los suelos para uso de ingeniería es universalmente acostumbrado utilizar algún tipo de análisis granulométrico. Una parte importante de los criterios de aceptabilidad de los suelos para carreteras, aeropistas, presas de tierra, diques y otro tipo de terraplenes es el análisis granulométrico.

Se usan generalmente dos métodos para encontrar la distribución de las partículas del suelo:

Análisis por cribado para tamaños de partículas mayores a 0.075 mm de diámetro.

Análisis por hidrómetro para tamaños de partículas menores a 0.075 mm de diámetro.

2.6.1 ANÁLISIS POR CRIBADO.-

Determinar el tamaño real de cada partícula independiente de suelo - la práctica solamente agrupa los materiales por rangos de tamaño. Para lograr esto se obtiene la cantidad de material que pasa a través de un tamiz con una malla dada pero que es retenido en un siguiente tamiz cuya malla tiene diámetro ligeramente menores a la anterior y se relaciona esta cantidad retenida con el total de la muestra pasada a través de los tamices. Es evidente que el material retenido de esta forma en cualquier tamiz consiste de partículas de muchos tamaños todos los cuales son menores al tamaño de la malla a través de la cuál todo el material pasó pero mayores que el tamaño de la malla del tamiz en el cual el suelo fue retenido.

Todos los sistemas de clasificación utilizan el tamiz N° 200 como un punto divisorio; las clasificaciones se basan generalmente en términos de la calidad retenida o la cantidad que pasa a través del tamiz N° 200.

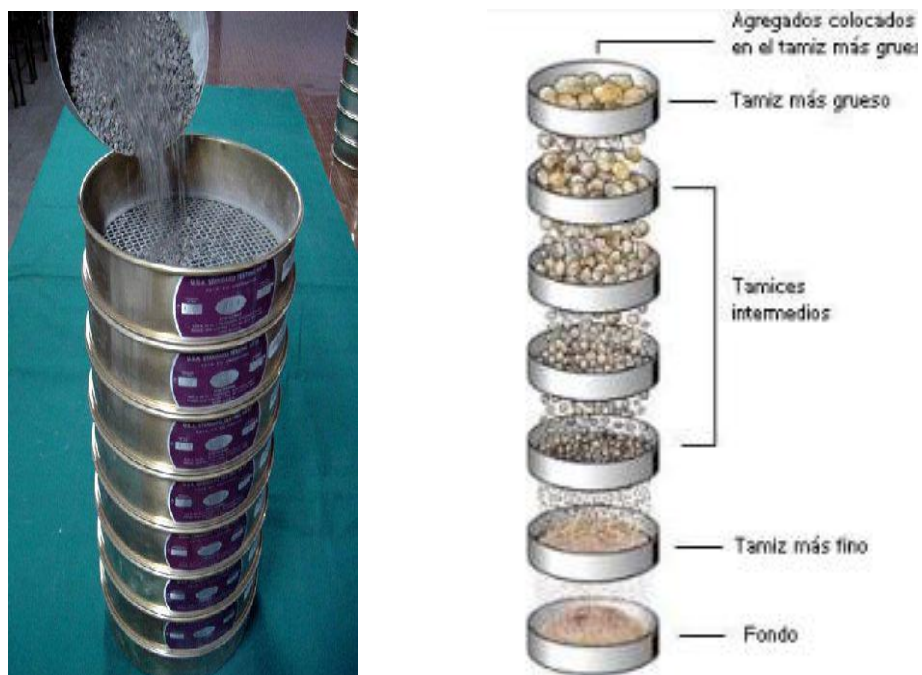


Figura No. 2.2 Analisis Granulometrio (metodo de cribado)

Tabla No 2.2 Numero de tamices y sus respectivas abertura en (mm) y en (pulg)

Sieve Size or Number	Sieve Opening	
<i>Fine Series</i>	Standard (mm)	Alternate (in)
1/4"	6.3 mm	0.250
No. 3-1/2	5.6 mm	0.223
No. 4	4.75 mm	0.187
No. 5	4.00 mm	0.157
No. 6	3.35 mm	0.132
No. 7	2.80 mm	0.111
No. 8	2.36 mm	0.0937
No. 10	2.00 mm	0.0787
No. 12	1.70 mm	0.0661
No. 14	1.40 mm	0.0555
No. 16	1.18 mm	0.0469
No. 18	1.00 mm	0.0394
No. 20	850 μ m	0.331
No. 25	710 μ m	0.0278
No. 30	600 μ m	0.0234
No. 35	500 μ m	0.0197

Sieve Size or Number	Sieve Opening	
<i>Fine Series</i>	Standard (mm)	Alternate (in)
No. 40	425 μ m	0.0165
No. 45	355 μ m	0.0139
No. 50	300 μ m	0.0117
No. 60	250 μ m	0.0098
No. 70	212 μ m	0.0083
No. 80	180 μ m	0.0070
No. 100	150 μ m	0.0059
No. 120	125 μ m	0.0049
No. 140	106 μ m	0.0041
No. 170	90 μ m	0.0035
No. 200	75 μ m	0.0029
No. 230	63 μ m	0.0025
No. 270	53 μ m	0.0021
No. 325	45 μ m	0.0017
No. 400	38 μ m	0.0015

2.6.2 ANALIS POR HIDROMETRO

El análisis de hidrómetro es un método ampliamente utilizado para obtener un estimado de la distribución granulométrica de suelos cuyas partículas se encuentran desde el tamiz No. 200 (0,075 mm.) hasta alrededor de 0,0001 mm. Los datos se presentan en un gráfico semi logarítmico de porcentaje de material más fino contra diámetro de los granos y puede combinarse con los datos obtenidos en el análisis mecánico del material retenido, ósea mayor que el tamiz No. 200.

La ley fundamental del que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de las partículas de suelo en el mismo fluido y el tamaño de esas partículas.

Para obtener la velocidad de caída de las partículas se utiliza el hidrómetro, este aparato se desarrollo originalmente para determinar la gravedad especifica de una solución pero alterando su escala se puede utilizar para leer otros valores.

Al mezclar una cantidad de suelo con agua y un pequeño contenido de un agente dispersante para formar una solución.

El agente dispersante llamado también defloculante se añade a la solución para neutralizar las cargas sobre las partículas más pequeñas de suelo, que a menudo tiene carga negativa.

El hidrómetro se hunde en una suspensión hasta que su peso se equilibre con el peso de la suspensión desplazada por él. El hidrómetro mide así el peso específico promedio de la suspensión desplazada. La distancia de la superficie libre de la suspensión al centro del bulbo, indicada por la lectura del hidrómetro

Los cálculos basados en estas lecturas nos permiten obtener la distribución del tamaño de los granos del suelo y luego dibujar la curva granulométrica.

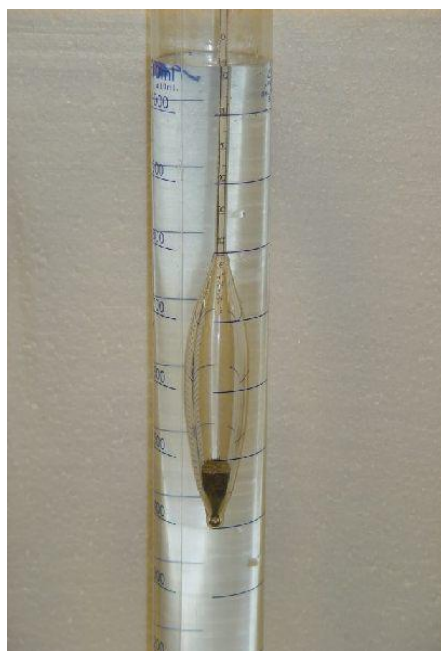


Figura No. 2.3 Análisis Granulométrico (método de hidrómetro)

2.6.3 CURVA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

La gráfica de la distribución granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica resulta preferible a la simple presentación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos.

La forma de la curva da idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical, una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado)

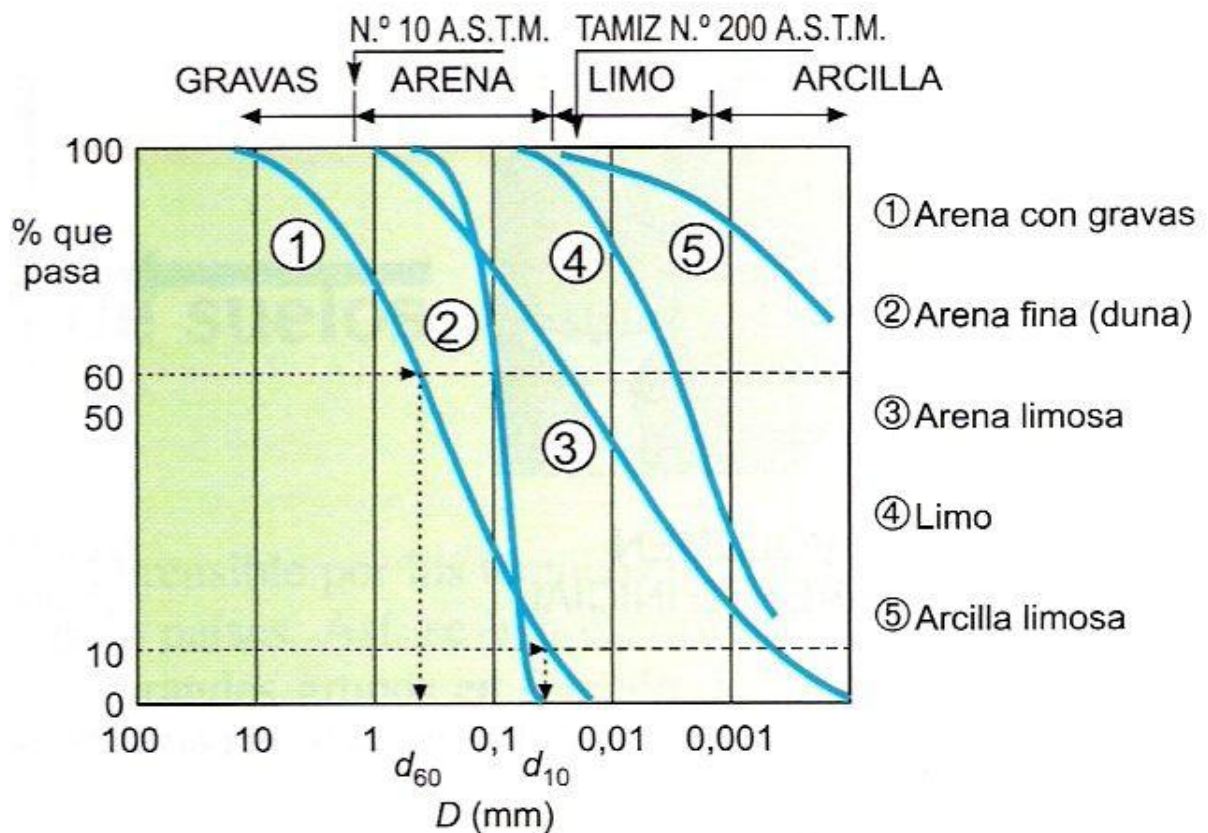


Fig. No. 2.4 Distribuciones granulométricas

2.7 RELACIÓN DE FASES

El problema de la identificación de los suelos es de importancia fundamental, se analizaran las tres fases que comprenden el suelo.

Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos (V_v), mientras que la fase sólida constituye el volumen de sólidos (V_s). Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia

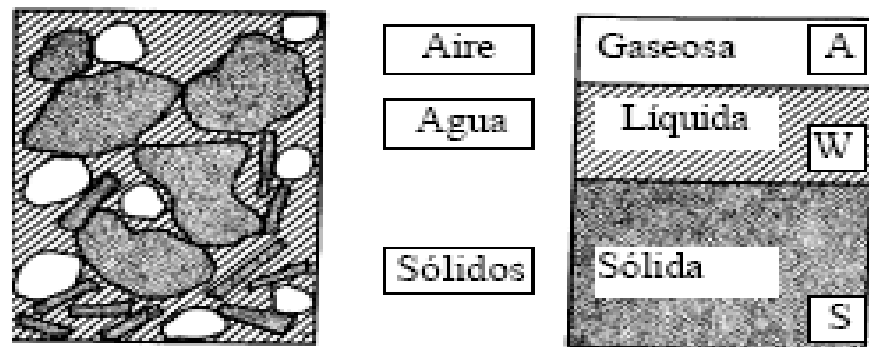


Figura No 2.5 Esquema de una muestra de suelo y el modelo de sus 3 fases.

- **Fase sólida:** Fragmentos de roca, minerales individuales, materiales orgánicos.
- **Fase líquida:** Agua, sales, bases y ácidos disueltos, incluso hielo.
- **Fase gaseosa:** Aire, gases, vapor de agua.

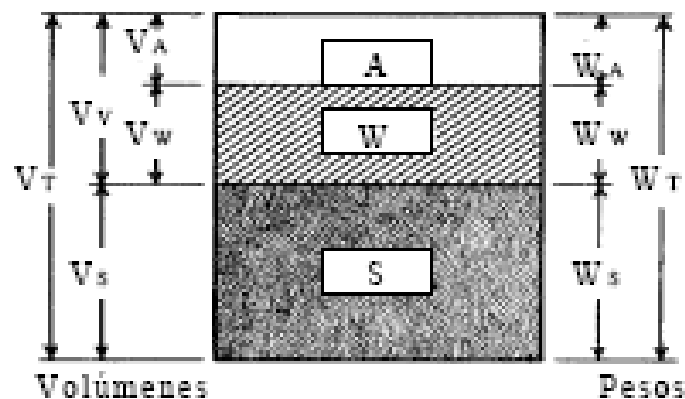


Figura No 2.6 Tres componentes de una masa sólida

2.8 RELACIÓN DE VACIOS

La cantidad de vacios también puede medirse en términos de la razón de vacios e que se define como la razón del volumen de vacios al volumen de sólidos y se designa como e que se muestra en la siguiente ecuación:

$$e = \frac{V_V}{V_S}$$

2.9 CONTENIDO DE HUMEDAD

La cantidad de agua en la masa de suelo se expresa en términos de contenido de humedad w que se define con la razón del peso del agua en la masa de suelo entre el peso secado al horno de los sólidos expresado como porcentaje

$$\omega = \frac{W_W}{W_S} * 100$$

2.10 GRADO DE SATURACIÓN

El grado de saturación S es el porcentaje de espacios vacios y esta dado como:

$$S = \frac{V_W}{V_S} * 100$$

El suelo está saturado cuando los vacios están totalmente llenos de agua es decir cuando $S=100\%$

2.11 LIMITES DE ATTERBERG

Atterberg desarrollo un criterio para medir la plasticidad de las arcillas. En primer lugar, la plasticidad era una propiedad circunstancial que dependía del contenido de humedad

Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg, quien por medio de ellos separó los cuatro estados de consistencia de suelos coherentes, los cuales

son: líquido, plástico o sólido. Estos límites, llamados límite líquido (L.L.), límite plástico (L.P.) y límite de contracción (L.C.), y mediante ellos se puede dar una idea del tipo de suelo en estudio.

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.

Suelos

- Plásticos (suelos finos, arcillas)
- No plásticos (suelos gruesos, gravas y arenas).

Un agente importante para que se produzca la plasticidad, es el contenido de humedad con que cuenta el suelo.

Suelos cohesivos y no cohesivos

Cuando existe una atracción entre partículas y cuando interactúa el agua con el suelo, produciendo una masa que permanece unida y se deforma plásticamente para diferentes contenidos de humedad, entonces se llaman suelos cohesivos.

Cuando ocurre todo lo contrario a lo que se menciona en el anterior párrafo, estamos hablando de los suelos no cohesivos.

Ejemplo de suelos cohesivos y no cohesivos.

- Arcilla: Cohesivo
- Grava: No cohesivo.
- Arena: No cohesivo

Estados de consistencia

La consistencia de un suelo varía con la humedad, Atterberg: mediante analogías definió los estados de consistencia de un suelo, observando que el mismo desde un grado de saturación hasta un grado seco tiene los siguientes estados.

Tabla No 2.3 Estados y límites de consistencia

ESTADO	DESCRIPCIÓN	LIMITES
Líquido	Mantequilla Blanda Líquido viscoso	LL
Plástico	Mantequilla Blanda a Masilla dura; se deforma pero no se agrieta	LP
Semi Sólido	Queso, se deforma permanentemente y se agrieta	LC
Sólido	Caramelo duro, falla al deformarse	

Cada límite se caracteriza por un determinado contenido de humedad. O sea que cuando nos refiramos a cualquier límite, nos estamos refiriendo básicamente a un contenido de humedad.

2.11.1 LIMITE LÍQUIDO LL

Es un contenido de humedad (%), que presenta un suelo cuando a los 25 golpes del aparato de Casagrande, se cierra la abertura hecha con un ranurador que se encuentra normalizado.

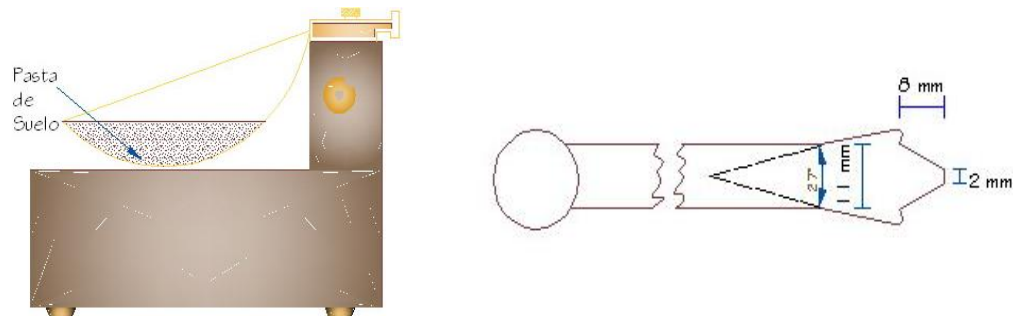


Figura No 2.7 Esquema de Casagrande y Ranurador

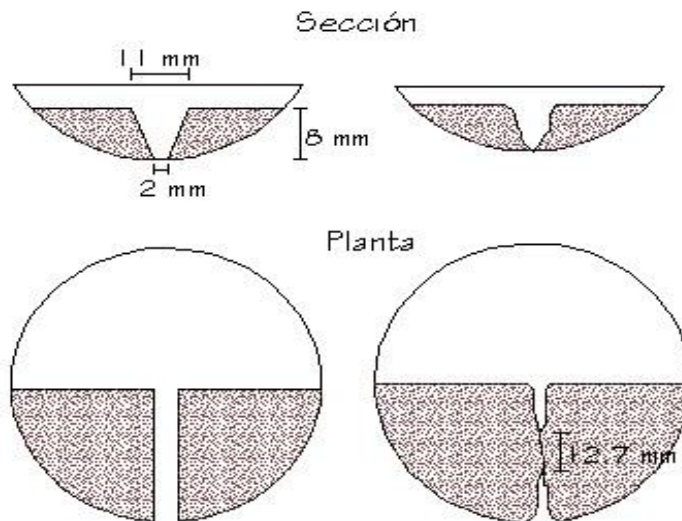


Figura No 2.8 Pasta de Suelo antes y después de la Prueba de LL

2.11.2 LIMITE PLÁSTICO LP

Es un contenido de humedad (%), que tiene el suelo cuando el mismo empieza a producir grietas y desmoronamientos, al construir con la mano pequeños cilindros de 3 mm de diámetro.

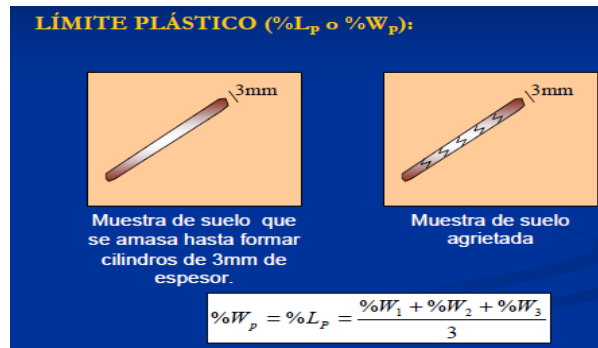


Figura No 2.9 Esquema de la práctica de límite plástico

2.11.3 LIMITE DE CONTRACCIÓN:

Es un contenido de humedad (%), cuando alcanza su volumen mínimo teórico al secarse viniendo de la saturación.

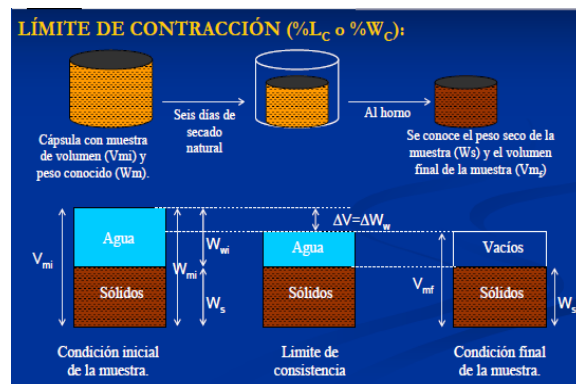


Figura No 2.10 Límite de contracción

2.11.4 Índice de plasticidad. Es igual a la diferencia del Límite líquido y plástico.

$$I_p = LL - LP$$

2.12 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Dada la gran variedad de suelos que se encuentran en la naturaleza, La mecánica de suelos desarrollo sistemas adecuados, para determinar posibles clasificaciones de los suelos. Estos sistemas están basados estrictamente a las características más importantes que determinan los suelos.

2.12.1 CLASIFICACIÓN AASHTO.

El sistema de clasificación de suelos de la "American Association of State Highway and Transportation Officials" es el más utilizado actualmente y se basa en las prestaciones de suelos utilizados en la práctica para construir carreteras.

Tabla No 2.4 Sistema de clasificación AASHTO

Clasificación General	Materiales granulares. (35% como máximo de la que pasa el tamiz N° 200)							Materiales de arcilla-limo (más de 35% del total de la muestra que pasa el tamiz N° 200)			
Clasificación por grupos	A-1	A-1-b	A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Análisis por mallas, porcentaje que pasa el tamiz	A-1-a			A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
N° 10	50 máx.										
N° 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.								
N° 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa la malla N° 40											
Límite líquido				40 máx..	41 mín.	40 máx..	41 mín.	40 máx..	41 mín.	40 máx..	41 mín.
índice de plasticidad	6 máx..	6 máx.	NP.	10 máx..	10 máx..	11 mín.	11 mín.	10 máx..	10 máx..	11 mín.	11 mín.
índice del grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.

2.12.1.1 EL ÍNDICE DEL GRUPO

Fundado en una fórmula que tiene en cuenta el tamaño de la partícula, y los índices Límite Líquido e Índice de plasticidad. El índice del grupo indica la idoneidad de un suelo determinado para construir explanaciones. El índice de un grupo igual a "0" indica un material bueno mientras que un índice igual a "20" indica un material deficiente.

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Donde: a = % Pasa N° 200 – 35 %

 b = % Pasa N° 200 – 15 %

 c = Límite Líquido – 40 %

 d = Índice de Plasticidad – 10 %

El índice de grupo siempre tiene que llevarse a un valor entero.

2.12.2 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS SUCS

La forma original de éste sistema fue propuesto por Casagrande en 1942, para usarse en la construcción de aeropuertos emprendida por el cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la segunda Guerra Mundial, hoy en día, es ampliamente usado por los ingenieros.

El primer grupo se encuentran las gravas, arenas o suelos gravosos arenosos con poco o nada de material fino (limo y arcilla), son designados de la siguiente manera:

G: grava

C: arcilla

S: arena

O: limos y arcillas organicas

M: limo

L: baja y media plasticidad

W: bien gradada

H: alta plasticidad

P: pobremente gradada

Pt: turbas y fangos

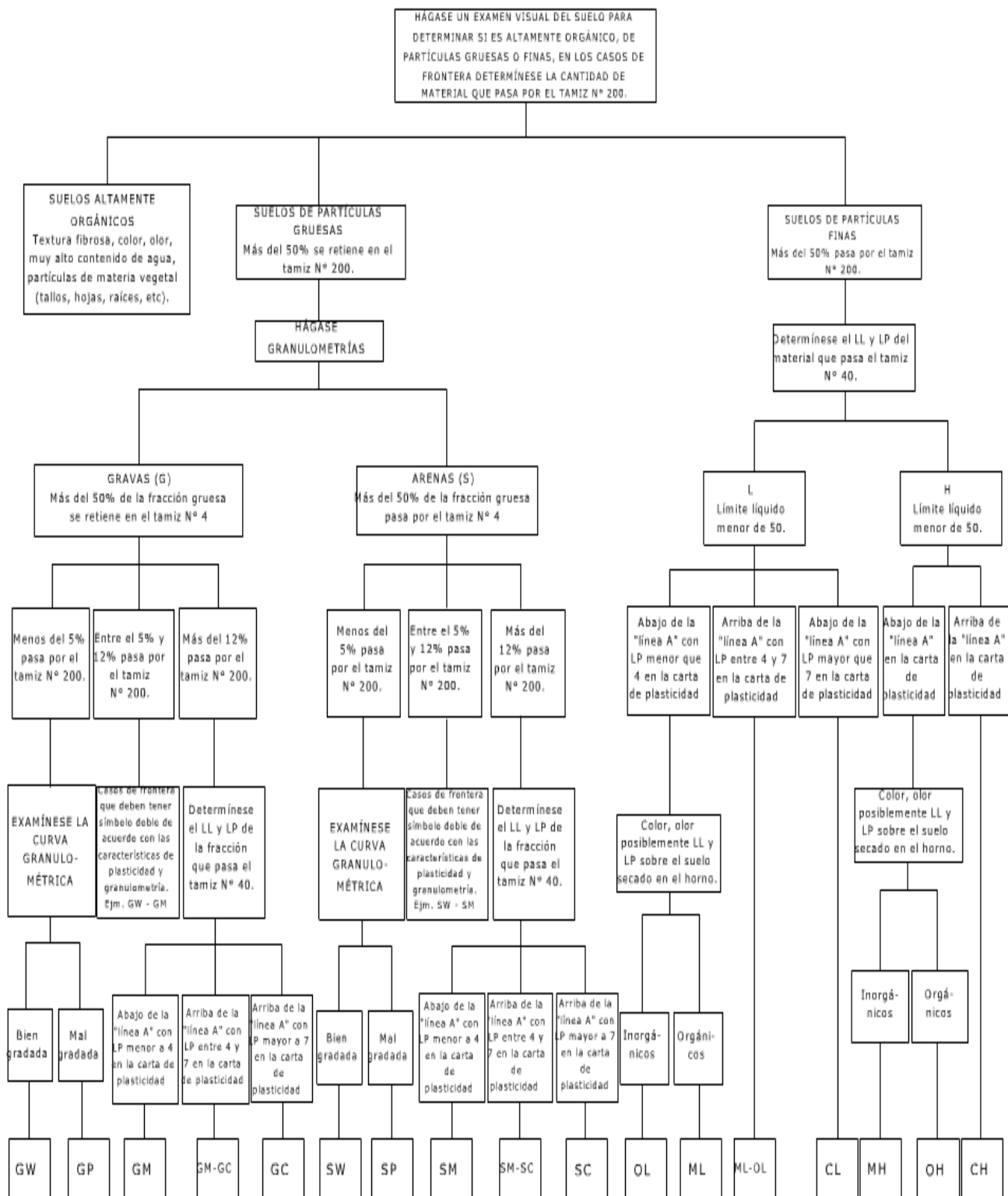


Figura No 2.11 Organigrama del sistema SUCS

2.12.3 CARTA DE PLASTICIDAD

Casagrande estudio la relación entre el índice de plasticidad respecto al límite líquido en una amplia variedad de suelos naturales. Como base de los resultados de pruebas, propuso la carta de plasticidad.

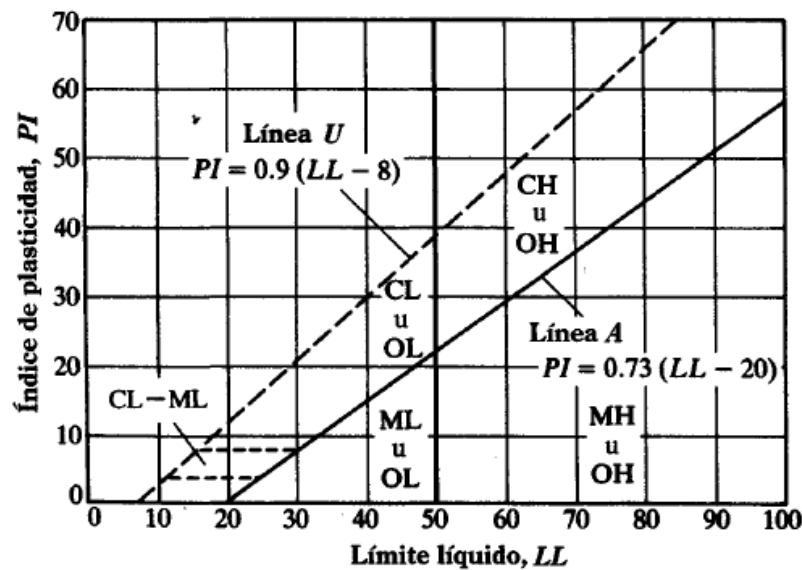


Figura No 2.12 Carta de plasticidad

2.13 PESO ESPECÍFICO RELATIVO

El peso específico es aquel q tiene un cuerpo o sustancia por unidad de volumen y agua.

El peso específico relativo de los suelos, depende de clase de mineral o minerales que lo componen, así como de su mayor o menor contenido de materia orgánica, y varia de 2 a 3. Así por ejemplo, tenemos que el peso específico relativo del cuarzo es 2.67 y del feldespato es 2.6. En suelos con abundante hierro se puede llegar a 3; en la turba se ha llegado a medir valores hasta de 1.5, debido a la presencia de materia orgánica. Los minerales de arcilla que constituyen la fracción coloidal de un suelo pueden llegar a tener un peso específico relativo promedio comprendido entre 2.8 y 2.9. Así pues es normal que en un suelo los

minerales de las fracciones muy finas y coloidales tengan su peso específico relativo mayor que los minerales de la fracción más gruesa.

La gravedad específica G_s de un suelo se toma como el valor promedio para los granos del suelo.

Tabla No 2.5 Valores típicos de G_s

Tipo de Suelo	G_s
Arena	2.65 - 2.67
Arena limosa	2.67 - 2.70
Arcilla inorgánica	2.70 - 2.80
Suelos con micas o hierro	2.75 - 3.00
Suelos orgánicos	Variable, puede ser inferior a 2.00

Para determinar el peso específico relativo de un suelo, se establece un procedimiento para suelos que se componen de partículas menores de 5 mm y para partículas mayores a 5 mm.

2.14 COMPACTACIÓN

Compactar es la operación previa, para aumentar la resistencia superficial de un terreno sobre el cual deba construirse una carretera y otra obra. Aplicando una cantidad de energía la cual es necesaria para producir una disminución apreciable del volumen de hueco del material utilizado.

El suelo, como cualquier elemento natural, posee un equilibrio entre los diversos factores que lo influyen. Un cambio de este equilibrio puede provocar una alteración física, química o biológica. La compactación es la principal causa de alteración del suelo.

La compactación es uno de los varios procedimientos de mejora las propiedades de un suelo que interviene en construcción. Por sus características, dentro de los procedimientos de mejora del terreno, se define como un método mecánico basado en la expulsión del aire que ocupa los poros del suelo y en la reducción rápida del índice de vacíos a humedad constante. Se aplica en la construcción de rellenos artificiales como presas, terraplenes, caminos, etc. y en algunas ocasiones a terrenos naturales, como es el caso de las cimentaciones sobre arenas sueltas. El conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales compactados y de las condiciones de trabajo de los mismos en la estructura que se construye son indispensables para dimensionarla y asegurar su estabilidad. Por esta razón se han desarrollado procedimientos y técnicas experimentales de laboratorio e in situ que han tratado de reproducir los procesos de compactación reales.

El objetivo básico de la compactación de un suelo es la obtención de un nuevo material (suelo compactado) que tenga un comportamiento adecuado para su aplicación específica.

2.14.1 SUELOS COMPACTADOS

La compactación es uno de los varios procedimientos de mejora de un suelo que interviene en construcción. Por sus características, dentro de los procedimientos de mejora del terreno, se define como un método mecánico basado en la expulsión del aire que ocupa los poros del suelo y en la reducción rápida del índice de vacíos a humedad constante. Se aplica en la construcción de rellenos artificiales como presas, terraplenes, caminos, etc. y en algunas ocasiones a terrenos naturales, como es el caso de las cimentaciones sobre arenas sueltas.

El conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales compactados y de las condiciones de trabajo de los mismos en la estructura que se construye son indispensables

para dimensionarla y asegurar su estabilidad. Por esta razón se han desarrollado procedimientos y técnicas experimentales de laboratorio e in situ que han tratado de reproducir los procesos de compactación reales.

El objetivo básico de la compactación de un suelo es la obtención de un nuevo material (suelo compactado) que tenga un comportamiento adecuado para su aplicación específica. La compactación genera en el suelo deformaciones permanentes que modifican sus propiedades originales causando, entre otros, los efectos siguientes:

- Densificación del suelo (aumento de la densidad seca)
- Aumento de la resistencia mecánica
- Aumento de la rigidez
- Reducción de la permeabilidad
- Reducción de la erosionabilidad

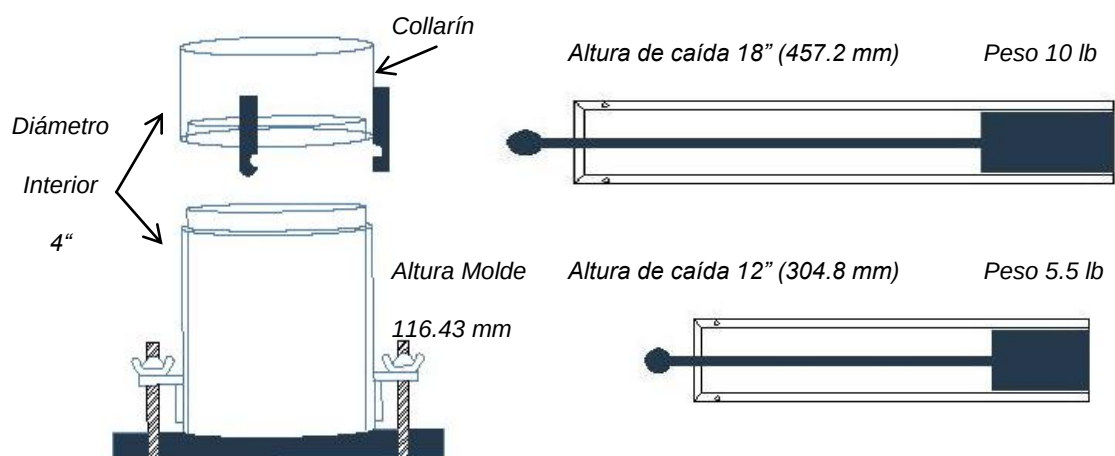


Figura No 2.13 Equipo de compactación

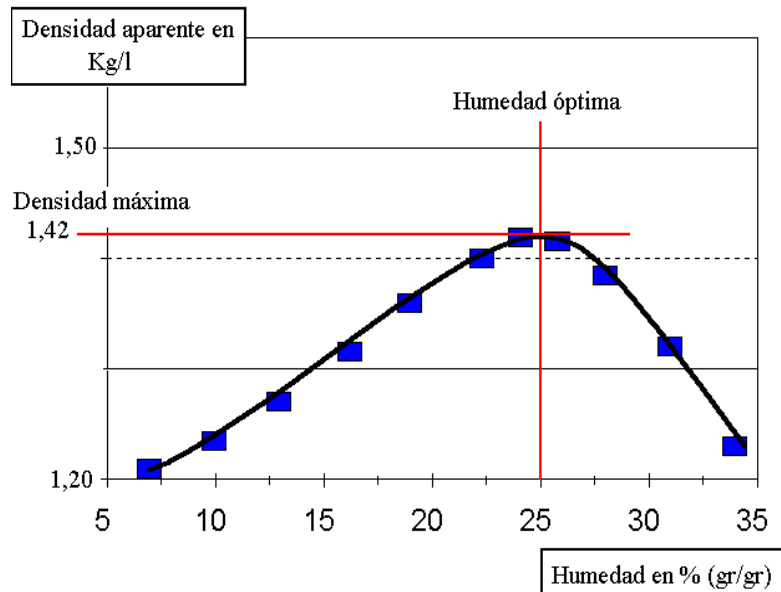


Figura No 2.14 Curva de compactación

2.15 CARACTERÍSTICAS DE LA COMPACTACIÓN DE LOS SUELOS

La compactación de los suelos se produce por la reorientación de las partículas o por la distorsión de las partículas y sus capas absorbidas. En un suelo no cohesivo la compactación ocurre mayormente por la reorientación de los granos para formar una estructura más densa. La presión estática no es muy efectiva en este proceso porque los granos se acunían unos contra otros y resisten el movimiento.

Si los granos se pueden liberar momentáneamente, las presiones, aun las ligeras, son efectivas para forzarlos a formar una distribución más compacta. El agua que fluye también reduce el rozamiento entre las partículas y hace más fácil la compactación, sin embargo el agua en los poros también impide que las partículas tomen una distribución más compacta. Por esta razón la corriente de agua sólo se usa para ayudar a la compactación, cuando el suelo es de granos tan gruesos que el agua abandona los poros o huecos rápidamente.

En el presente trabajo de investigación se realizó la compactación de una muestra de suelo a 56 golpes, cada tres capas, en un molde proctor estándar T-99, con apisonador de proctor

modificado T- 180, corroboramos esta operación con la siguientes planillas, en las cuales M. Das Braja, afirma que es posible realizar la operación.

Tabla No 2.6 Especificaciones para la prueba de proctor estándar (basada en las 698-91 de la ASTM)

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del molde	943.3 cm ³	943.3 cm ³	2124 cm ³
Peso del pisón	24.4 N	24.4 N	24.4 N
Altura de caída del pisón	304.8 mm	304.8 mm	304.8 mm
Número de golpes del pisón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	3	3	3
Energía de compactación	591.3 kN-m/m ³	591.3 kN-m/m ³	591.3 kN-m/m ³
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla No. 4 (4.57 mm). Se usa si 20% o menos por peso de material es retenido en la malla No. 4.	Porción que pasa la malla de 9.5 mm. Se usa si el suelo retenido en la malla No. 4 es más del 20%, y 20% o menos por peso es retenido en la malla de 9.5 mm.	Porción que pasa la malla de 19 mm. Se usa si más de 20% por peso de material es retenido en la malla de 9.5 mm, y menos de 30% por peso es retenido en la malla de 19 mm.

Tabla No 2.7 Especificaciones para la prueba de proctor estándar (basada en las 1557-91 de la ASTM)

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del molde	943.3 cm ³	943.3 cm ³	2124 cm ³
Peso del pisón	44.5 N	44.5 N	44.5 N
Altura de caída del pisón	457.2 mm	457.2 mm	457.2 mm
Número de golpes del pisón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	5	5	5
Energía de compactación	2696 kN-m/m ³	2696 kN-m/m ³	2696 kN-m/m ³
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla No. 4 (4.57 mm). Se usa si 20% o menos por peso de material es retenido en la malla No. 4.	Porción que pasa la malla de 9.5 mm. Se usa si el suelo retenido en la malla No. 4 es más del 20%, y 20% o menos por peso es retenido en la malla de 9.5 mm.	Porción que pasa la malla de 19 mm. Se usa si más de 20% por peso de material es retenido en la malla de 9.5 mm, y menos de 30% por peso es retenido en la malla de 19 mm.

2.16 TEORÍAS DE CAMBIO DE VOLUMEN

Son de gran importancia las deformaciones que pueden ocurrir en los suelos o en las estructuras apoyadas sobre ellos, cuando son causadas debido a aumentos de humedad por efectos de infiltración natural o causadas por el hombre. Aunque se tenga conocimiento de esto, difícilmente se ha observado diseños que lleven en consideración esos efectos. Un caso particular de la deformación es el colapso de suelos porosos naturales que se destacan por ser los causadores de varios problemas de la ingeniería, interfiriendo en las soluciones de diseños o afectando obras como: canales, terraplenes, cortes de talud, túneles y diferentes obras de la construcción civil.

Se define como colapso al fenómeno caracterizado por la brusca reducción de volumen ocasionado por el aumento de la humedad, con presencia o no de sobrecarga.

Los suelos colapsables pueden constituirse en diferentes depósitos de suelos como: eólicos, aluviales, coluviales, residuales, flujos de lodo y terraplenes compactados. La formación de esos depósitos depende de las variaciones climáticas y el ambiente geológico.

Las características de los suelos colapsables dependen de la estructura que pueden presentar. Su estructura se muestra macro-porosa, donde las partículas menores se mantienen en equilibrio meta estable por la presencia de un vínculo que es capaz de ofrecer al suelo una resistencia adicional temporal, proveniente de las tensiones capilares, fuerzas electromagnéticas de superficie y la presencia de sustancias cementantes, como óxido de hierro y carbonatos

El humedecimiento de estos suelos provoca la destrucción de las fuerzas estabilizadoras, con una disminución de la resistencia de ese suelo, lo que provoca, un desplazamiento relativo entre las partículas, de tal forma que, estas pasan a ocupar los espacios vacíos de la estructura del suelo lo que resulta en la reducción brusca del índice de vacíos.

Ensayos de laboratorio y campo pueden ser realizados con la finalidad de identificar y cuantificar el grado de colapsabilidad de los suelos.

Muchos de los fenómenos que determinan el comportamiento de los suelos son complejos y no pueden siempre reducirse a causas puramente mecánicas, sino que muchas veces intervienen factores de otra índole (químicos, ambientales, etc.), provocando un comportamiento singular del terreno. En algunos suelos, estos factores "no mecánicos" tienen una importancia capital y son objeto de un estudio particular. Dicho grupo de suelos es conocido genéricamente como "suelos estructuralmente inestables".

Uno de los principales fenómenos que afectan a algunos de estos suelos es el colapso brusco de su estructura intergranulares, denominándose a los suelos que presentan estas características: suelos colapsables.

2.17 SUELOS META ESTABLES

En la Mecánica del Suelo y en la Ingeniería de Cimentaciones suele hacerse una división de los suelos según sean los factores que determinen su comportamiento:

- Suelos estructuralmente estables
- Suelos estructuralmente inestables o metaestables

Se define a los primeros como aquellos, cuyo comportamiento depende sólo de sus propiedades intrínsecas y de factores mecánicos; y a los segundos, como suelos cuyo comportamiento no sólo está en relación directa con las sollicitaciones mecánicas, sino que también está controlado por factores externos al suelo, por ejemplo, factores químicos, variaciones ambientales, etc.

Esta clasificación refleja tanto la inclusión de los suelos colapsables objeto de nuestro estudio dentro de los suelos estructuralmente inestables, como la gran variedad de ellos y algunas de sus características más importantes.

2.18 COLAPSO

Falla o hundimiento en una zona, ya sea por efecto de su propia carga o de una carga ajena. Se refiere a la dislocación de la corteza terrestre que da lugar a la remoción en sentido

vertical de fragmentos de la misma. También se entiende como el fenómeno geológico que experimentan determinadas áreas de la superficie terrestre, consistente en el descenso de su nivel con respecto a las áreas circunvecinas. Puede ocurrir en forma repentina o lentamente, y comprender áreas reducidas de pocos metros o grandes extensiones de varios km², pueden ser provocados en suelos blandos, en los cuales se producen pérdidas de volumen como consecuencia de la extracción de agua del subsuelo.

Zur y Wisemam (1973) definen como colapso a cualquier disminución rápida de volumen del suelo, producida por el aumento de cualquiera de los siguientes factores:

- Contenido de humedad (w)
- Grado de saturación (S_r)
- Tensión de corte (σ)
- Presión de poros (u)

2.18.1 MECANISMO DEL COLAPSO

Los suelos granulares, como las arenas y las gravas, presentan un tipo de estructura simple, también ampliable a los limos. En ella, las uniones entre granos son contactos reales debidos a fuerzas gravitacionales, fuerzas exteriores o capilares. Estas últimas tienen un carácter temporal ya que dependen del grado de saturación que posea el suelo. La humedad del suelo puede variar entre el estado saturado y el seco, del mismo modo las tensiones capilares serán variables con el contenido de humedad y desaparecerán tanto al saturarse, como al secarse el suelo.

Según puede verse en, la forma que toman los meniscos hace que el agua esté traccionada y por lo tanto la presión de poros sea negativa. Esto origina un aumento de la presión efectiva que une un grano con el otro. Este aumento de la presión efectiva origina un aumento en la resistencia, por lo cual los granos opondrán una mayor resistencia al deslizamiento.

Si en este estado el suelo se satura, la presión efectiva disminuirá, y con ella la resistencia al corte, pudiendo provocar un deslizamiento relativo entre los granos de suelo.

Cuando la estructura es macroporosa, este deslizamiento entre granos se manifiesta en una importante disminución de volumen.

Este tipo de mecanismo de colapso o desmoronamiento puede ampliarse también para aquellas arenas en las que sus vínculos están formados por partículas de limos.

2.18.2 SUELOS COLAPSABLES

Muchos de los fenómenos que determinan el comportamiento de los suelos son complejos y no pueden siempre reducirse a causas puramente mecánicas, sino que muchas veces intervienen factores de otra índole (químicos, ambientales, etc.), provocando un comportamiento singular del terreno. En algunos suelos, estos factores "no mecánicos" tienen una importancia capital y son objeto de un estudio particular. Dicho grupo de suelos es conocido genéricamente como "suelos estructuralmente inestables".

Uno de los principales fenómenos que afectan a algunos de estos suelos es el colapso brusco de su estructura intergranular, denominándose a los suelos que presentan estas características: suelos colapsables. En estas notas se analizarán exclusivamente aquellos suelos en los cuales el colapso es provocado por humedecimiento.

Los suelos colapsables son aquellos sin saturar en los cuales se produce un reacomodo radical de las partículas y una gran pérdida de volumen por remojo con o sin carga.

Características comunes

Reginatto (1977) señala que, en general, los suelos colapsables presentan una serie de características comunes, tales como:

- Estructura macroporosa, con índice de vacíos (e), entre relativamente alto, a muy alto.
- Granulometría predominantemente fina, con predominio de fracciones de limos y de arcilla. El tamaño de los granos es generalmente poco distribuido y con los granos más grandes escasamente meteorizados.
- Estructura mal acomodada, con partículas de mayor tamaño separadas por espacios abiertos, y unidas entre sí por acumulaciones o "puentes" de material predominantemente arcilloso. En muchos casos existen cristales de sales solubles insertados en tales puentes o uniones arcillosas.

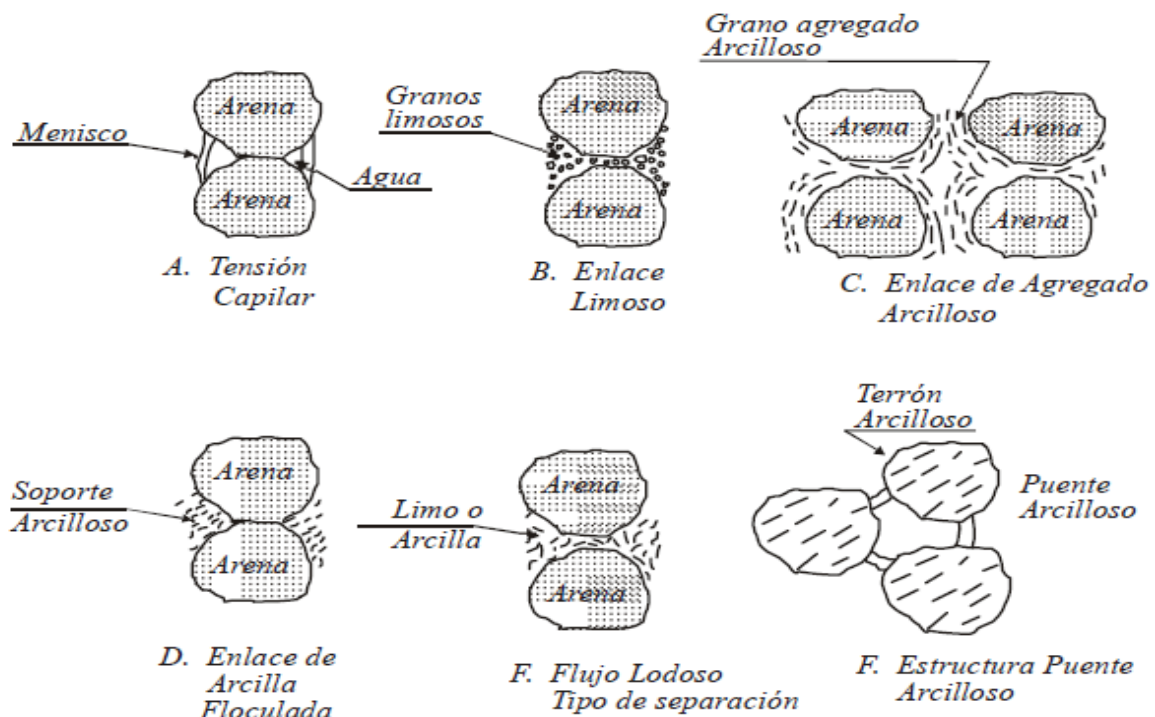


Figura No 2.15 Estructura típica de suelo colapsable

2.18.3 Clasificación de los suelos colapsables

A efectos de definir y diferenciar los distintos tipos de colapso Uriel y Serrano

(1973,1974) clasifican a los suelos colapsables o desmoronables en:

Grupo I

Suelos en los que tiene lugar un rápido cambio de la relación entre presiones efectivas y las deformaciones sin que se alcance la resistencia última del material. De acuerdo con esto la causa del colapso es únicamente el cambio de las presiones efectivas. A este grupo pertenecen los limos o arcillas cementadas y las rocas de gran porosidad.

Grupo II

Suelos en los que, sin la presencia o cambio de las condiciones que producen el colapso, no hay cambio abrupto en la relación presión-deformación. Tal es el caso de los loess y algunas arcillas que contienen sulfatos. Si se ensayan a humedad constante, la relación tensión-deformaciones es una curva suave y continua y sin agudos quiebros.

2.19 EXPANSIÓN

Expansión es el aumento del volumen del suelo, debido al flujo del agua por el cambio de la carga hidráulica, a causa de las presiones intersticiales negativas. Es el comportamiento de los suelos como resultado de cambios en el equilibrio de sus componentes mecánicos y físico - químicos.

Los suelos expansivos se caracterizan por tener el siguiente comportamiento mecánico.

- ✓ Contracción de la arcilla debido al secado.
- ✓ Expansión de la arcilla al humedecerse.
- ✓ Desarrollo de presiones cuando está confinada y no puede expandirse.
- ✓ Disminución de la resistencia al corte y de la capacidad de soporte al expandirse.

2.19.1 IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS EXPANSIVOS

En la siguiente tabla se reproducen los criterios más aceptados para el reconocimiento de los suelos expansivos vasados en altos valores de limite liquido, índice de plasticidad, el contenido de partículas coloidales, y bajos valores del límite de contracción, estos criterios deben verificarse en el laboratorio mediante ensayos de las propiedades índices correspondientes y de expansión en el consolido metro.

Tabla No 2.8 Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm ²	Límite líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre LL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 - 30	50 - 63	6 - 12	23 - 45	18 - 37	> 100
Medio	10 - 20	39 - 50	8 - 18	12 - 34	12 - 27	50 - 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

2.20 FENÓMENO DE HINCHAMIENTO

Determinados suelos (expansivos) sufren fenómenos de hinchamiento de magnitud considerable al aumentar su humedad. Aunque en general hinchamiento es cualquier disminución de deformación volumétrica, como por ejemplo la producida al reducir la tensión esférica, en este caso se refiere expresamente a este aumento de volumen provocado en el proceso de humedecimiento manteniendo constante el estado tensional exterior.

El proceso de hinchamiento se produce cuando un suelo no saturado se humedece adsorbiendo agua entre sus partículas y aumentando de volumen. Este aumento de volumen tiene una componente debida a la relajación de las tensiones intergranulares al aumentar el grado de saturación. En general, el hinchamiento está asociado a terrenos

arcillosos plásticos con densidades secas altas y presiones exteriores bajas, contrariamente a lo habitual en procesos de colapso.

Los mecanismos que producen el hinchamiento están relacionados con las propiedades y características de las partículas arcillosas. Son fundamentales las cargas eléctricas netas existentes en estas partículas provocadas, sobre todo, por sustituciones isomorfas, y la consecuente formación de la capa doble difusa conteniendo cationes y moléculas de agua.

2.21 ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO

Como ya se ha visto, los suelos están formados por fases; fase sólidos, fase agua y fase aire. Ahora esto es importante tenerlo presente, ya que internamente, estas fases en un momento determinado, pueden estar generando fuerzas internas, cuyos valores son distribuidos entre las diferentes fases.

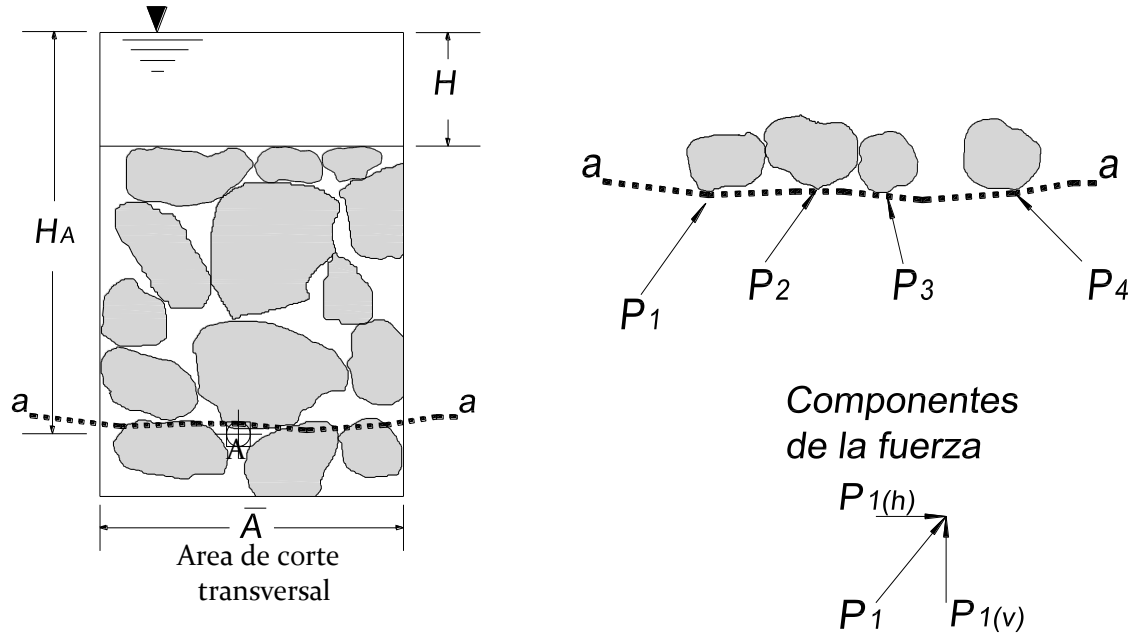


Figura No 2.16 Esfuerzos en un suelo saturado sin infiltración.

De acuerdo a este concepto, se obtiene.

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.2)$$

Donde:

σ = Esfuerzo total

σ' = Esfuerzo efectivo.

u = Esfuerzo neutro, o presión de poro.

La presión de poro se obtiene multiplicando la altura de columna de agua por el peso específico del agua, al punto que se desea analizar.

Tabla No 2.9 Valores representativos de la relación de Poisson.

Tipo de suelo	Relación de Poisson, μ
Arena suelta	0.2 – 0.4
Arena media	0.25 – 0.4
Arena densa	0.3 – 0.45
Arena limosa	0.2 – 0.4
Arcilla blanda	0.15 – 0.25
Arcilla media	0.2 – 0.5

2.22 CONSOLIDACIÓN

Consolidación es la disminución del volumen del suelo debido al flujo de agua. Por el cambio de la carga hidráulica a causa de las sobrepresiones intersticiales positivas generada por la aplicación de la carga.

Un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de obras civiles u otras cargas comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por: a) Deformación de las partículas del suelo, b) Reacomodo de las partículas del suelo, c) Expulsión de agua o aire de los espacios vacíos.

En general, el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres amplias categorías:

Asentamiento inmediato: Provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos de los asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.

Asentamiento por consolidación primaria: Es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.

Asentamiento por consolidación secundaria: se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Éste sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante.

Al someter una masa de suelo saturado a un incremento de carga, ésta es soportada inicialmente por el agua contenida en los poros, ya que ella es incompresible en comparación con la estructura del suelo. A medida que el agua drena de los poros del suelo, el incremento de carga es transmitido a la estructura del suelo. La transferencia de carga es acompañada por un cambio en el

volumen del suelo igual al volumen de agua drenada. Este proceso es conocido como consolidación.

El fenómeno de los depósitos de suelos, al situarse uno sobre otro, hace que los estratos inferiores sean sometidos a esfuerzos de compresión, que puede ser lenta a lo largo de muchos años, esta compresión se la denomina consolidación de los suelos y es necesario considerar algunas propiedades que los suelos tienen para entender mejor.

- La deformación de las partículas de suelo.
- El reacomodo de las partículas de suelo.
- Expulsión del agua y el aire que se encuentra dentro de los suelos.

2.22.1 Consideraciones fundamentales sobre consolidación

Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro del agua (expulsión del agua o aire de los espacios vacíos del suelo), aumenta repentinamente. En suelos arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento en la presión de poro del agua se lleva a cabo inmediatamente. El drenaje del agua de los poros en los suelos arenosos, el asentamiento inmediato y la consolidación se efectúan inmediatamente. Sin embargo, no es el caso para suelos arcillosos, que tienen baja permeabilidad. El asentamiento por consolidación depende del tiempo.

Así es como analizaremos la deformación de un estrato de suelo saturado sometido a un incremento de esfuerzos. Un estrato de suelo saturado de espesor H está confinado entre dos estratos de arena y sometido a un incremento instantáneo, es el *esfuerzo total* de $\Delta\sigma$. Del análisis de los *esfuerzos en una masa de suelo*, sabemos que:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta\mu \quad (2.6)$$

donde: $\Delta\sigma'$ = incremento en el esfuerzo efectivo

$\Delta\mu$ = incremento en la presión de poro del agua

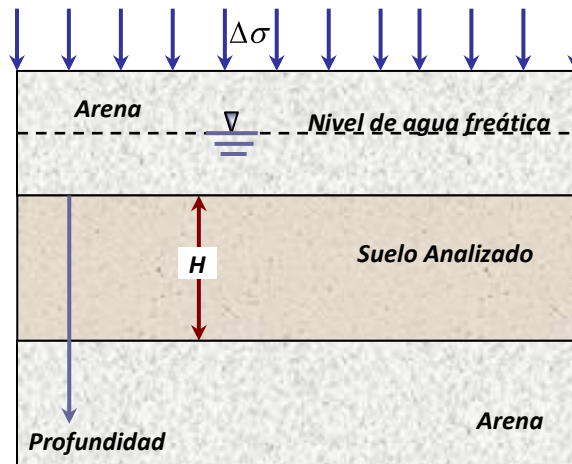


Figura No 2.17 Incremento de esfuerzos

Como el suelo analizado tiene baja permeabilidad y el agua es incompresible comparada con el esqueleto del suelo, en el tiempo $t = 0$, el esfuerzo incrementado total, $\Delta\sigma$, será tomado por el agua ($\Delta\sigma = \Delta\mu$) a toda profundidad (figura 2.8 b). Ningún esfuerzo será tomado por el esqueleto del suelo; (es decir, el esfuerzo efectivo incrementado $\Delta\sigma' = 0$). Después de la aplicación del esfuerzo incrementado $\Delta\sigma$ al estrato de suelo, el agua en los espacios vacíos empezará a ser expulsada y se drenará en ambas direcciones hacia los estratos de arena. Por medio de éste proceso, el exceso de presión de poro del agua en cualquier profundidad sobre el estrato de suelo decrecerá gradualmente y el esfuerzo tomado por los sólidos del suelo (esfuerzo efectivo) se incrementará. Así entonces, en el tiempo $0 < t < \infty$, $\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta\mu$ $\Delta\sigma' > 0$ y $\Delta\mu < \Delta\sigma$.

Sin embargo, las magnitudes de $\Delta\sigma'$ y $\Delta\mu$ a diversas profundidades cambiarán (figura 2.8 c), dependiendo de la distancia mínima de la trayectoria de drenaje a cualquiera de los estratos de arena, superior o inferior.

Teóricamente, en el tiempo $t = \infty$, la presión de poro completa en exceso, se disipará por drenaje desde todos los puntos del estrato del suelo analizado, dando

$\Delta u = 0$. el incremento de esfuerzo total $\Delta \sigma$, se tomará entonces por la estructura del suelo, por lo que: $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$.

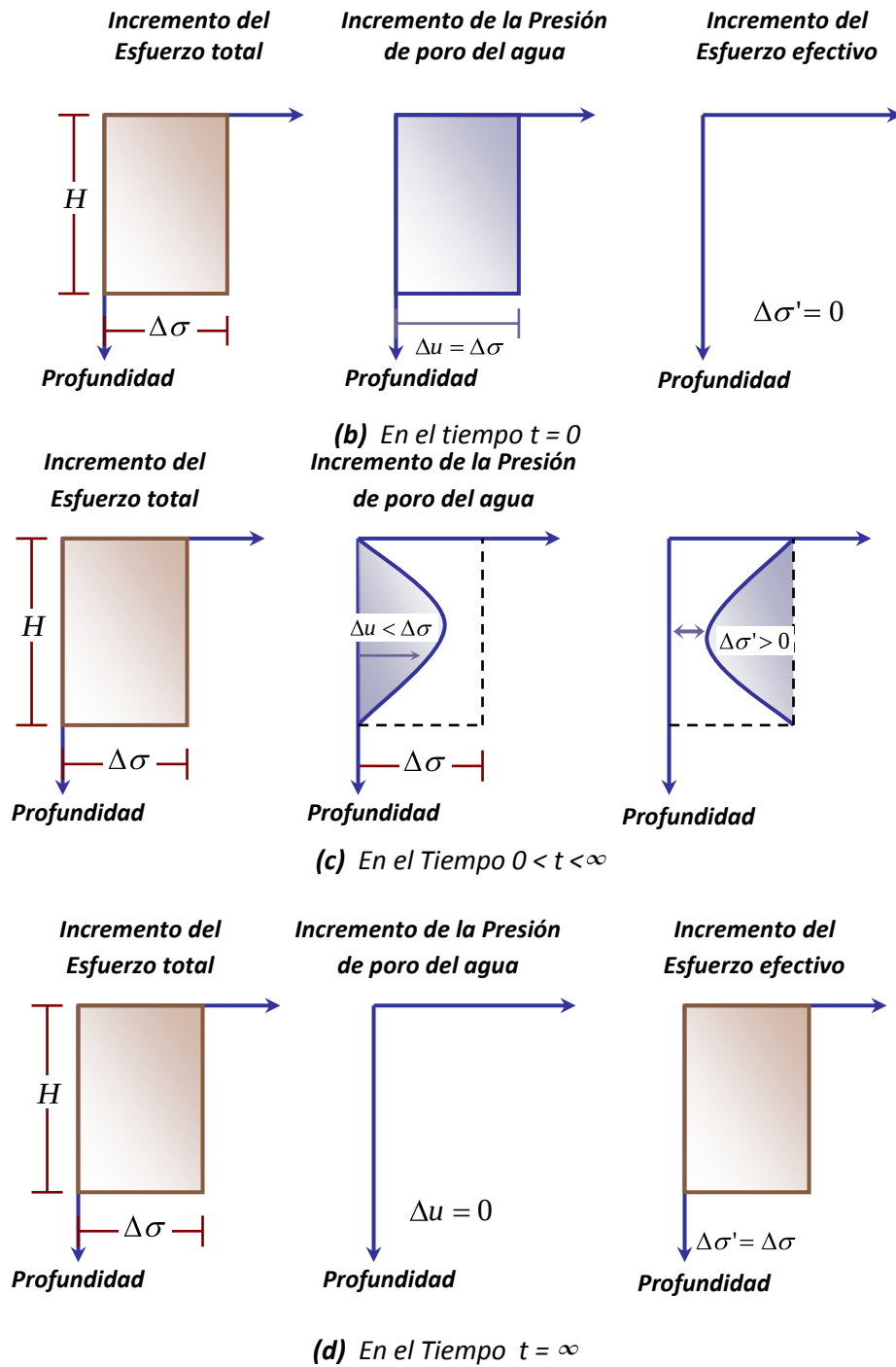


Figura No 2.18 Incremento de esfuerzos total

Este proceso gradual de drenaje, bajo la aplicación de una carga adicional y la transferencia asociada de presión de poro en exceso al esfuerzo efectivo, ocasiona el asentamiento dependiente del tiempo (consolidación)

2.22.2 Prueba de consolidación unidimensional en laboratorio

El procedimiento de prueba de la consolidación unidimensional fue primero sugerido por Terzaghi (1925), la cual se efectúa en un consolidómetro (llamado a veces odómetro). La *figura 2.9* es un diagrama esquemático de un consolidómetro. El espécimen de suelo se coloca dentro de un anillo metálico con dos piedras porosas, una en la parte superior del espécimen y otra en el fondo. Los especímenes son usualmente de 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de espesor. La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide por medio de un micrómetro calibrado. El espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba. Cada carga se mantiene usualmente durante 24 horas. Después se duplica la presión sobre el espécimen y se continúa la medición de la compresión. Al final se determina el peso seco del espécimen de la prueba.

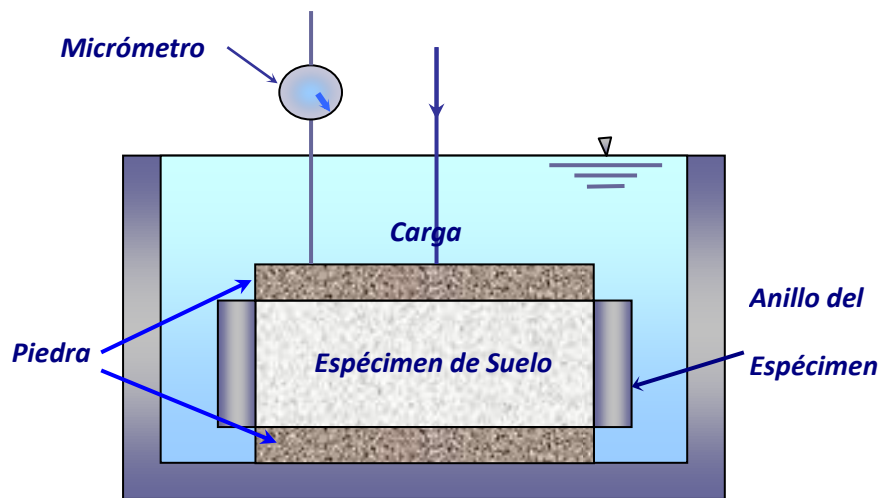


Figura No 2.19 Diagrama del Consolidómetro

La forma general de la gráfica de *deformación del espécimen versus tiempo* para un incremento dado de carga se muestra en la *figura 2.10*. En la gráfica se observan tres etapas distintas, que se describen como sigue:

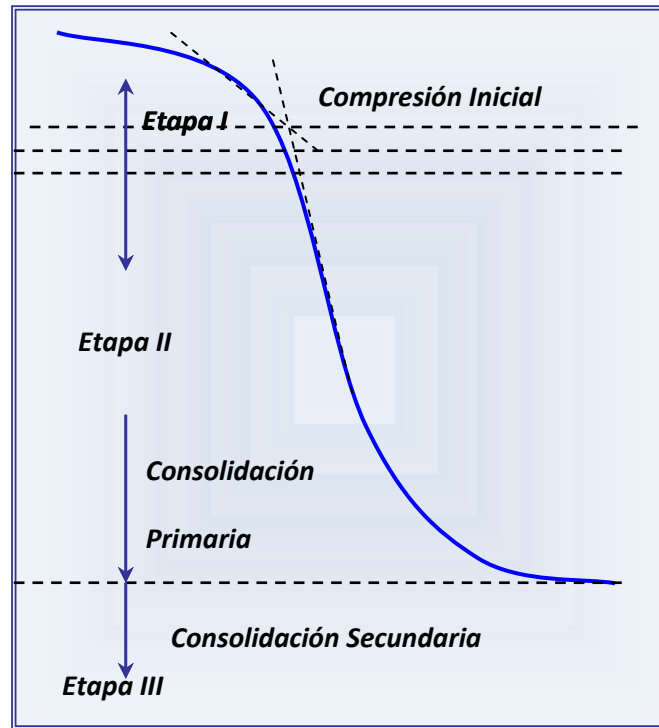


Figura No 2.20 Deformación del Espécimen vs. Tiempo

Etapa I: Compresión inicial, causada principalmente por la precarga.

Etapa II: Consolidación primaria, durante la cual el exceso de presión de poro por agua es gradualmente transferido a esfuerzos efectivos por la expulsión del agua de poro.

Etapa III: Consolidación secundaria, ocurre después de la total disipación del exceso de presión de poro del agua cuando alguna deformación del espécimen tiene lugar debido al reajuste plástico de la estructura del suelo.

2.22.3 Esfuerzo Efectivo - Relación de Vacíos

Después de que las gráficas tiempo-deformación para varias cargas se obtienen en el laboratorio, es necesario estudiar el cambio de la relación de vacíos en el espécimen, con el esfuerzo, cambio de altura del espécimen en una prueba de consolidación unidimensional)

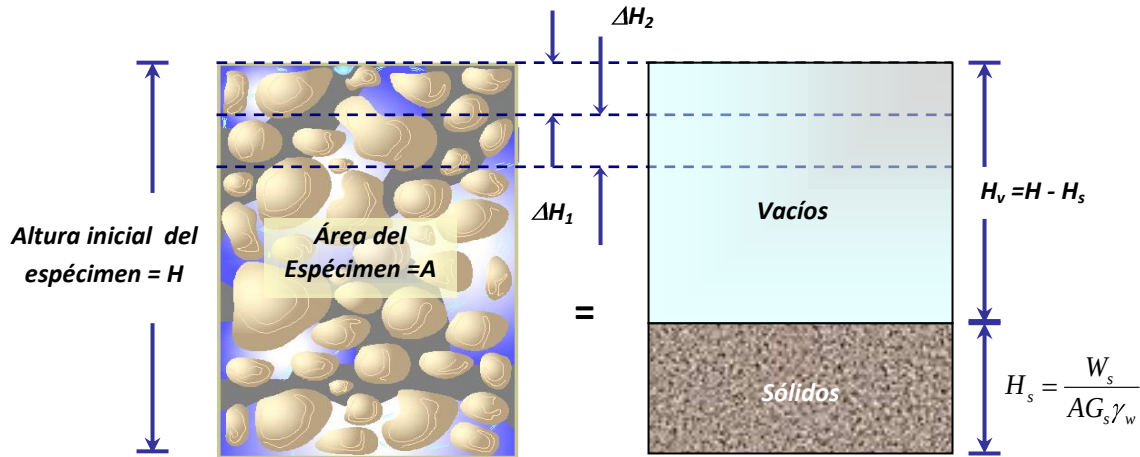


Figura No 2.21 Esquema de la práctica

A partir de un método que se da a continuación,

1. Calcule la altura de los sólidos H_s en el espécimen de suelo.

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s \gamma_w} \quad (2.7)$$

Donde:

W_s = Peso seco del espécimen.

A = Área del espécimen.

G_s = Densidad de los sólidos del suelo.

γ_w = Peso específico del agua.

2. Calcule la altura inicial de vacíos H_v :

$$H_v = H - H_s \quad (2.8)$$

Donde:

H = altura inicial del espécimen.

3. Calcule la relación de vacíos inicial e_0 del espécimen.

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v}{H_s} \frac{A}{A} = \frac{H_v}{H_s} \quad (2.9)$$

4. Para la primera carga incrementada σ_1 (carga total/ área unitaria del espécimen) que causa la deformación ΔH_1 , calcule el cambio en la relación de vacíos Δe_1 :

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s} \quad (2.10)$$

ΔH_1 se obtiene de las lecturas inicial y final de la carga. En este tiempo, el esfuerzo efectivo sobre el espécimen es: $\sigma' = \sigma_1 = \sigma_1'$.

5. Calcule la nueva relación de vacíos e_1 , después de la consolidación causada por el incremento de esfuerzo σ_1 :

$$e_1 = e_0 - \Delta e_1 \quad (2.11)$$

Para la siguiente carga σ_2 , (nota: σ_2 es igual a la carga acumulada por área unitaria del espécimen), que causa deformación adicional ΔH_2 , la relación de vacíos e_2 al final de la consolidación se calcula como:

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s} \quad (2.12)$$

Note que en este tiempo, el esfuerzo efectivo sobre el espécimen es:

$$\sigma' = \sigma_2 = \sigma_2'$$

Procedimiento de manera similar, obtendremos las relaciones de vacíos al final de la consolidación para todos los incrementos de carga.

Los esfuerzos efectivos ($\sigma = \sigma'$) y las correspondientes relaciones de vacíos (e), al final de la consolidación, son graficadas sobre papel de gráfica semilogarítmica. La forma típica de la gráfica se muestra en la *figura 2.22*.

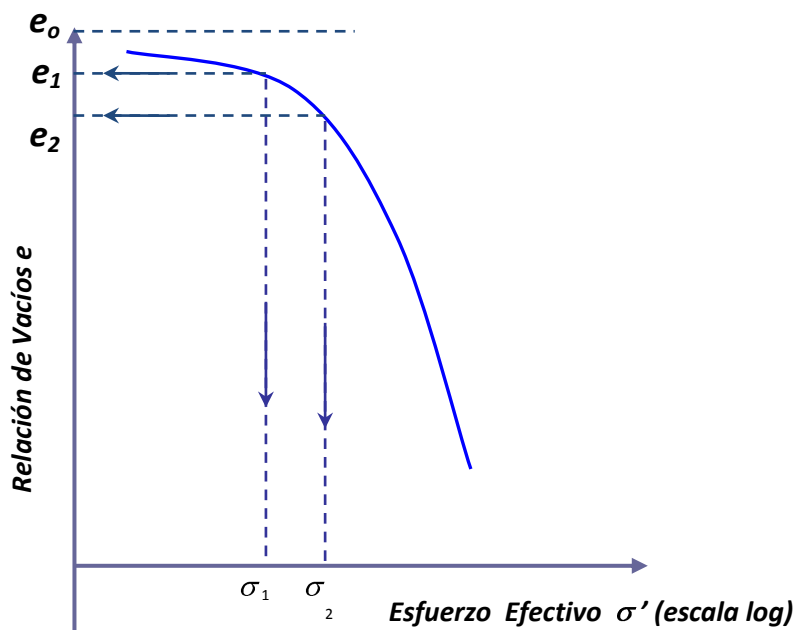


Figura No 2.22 Gráfica de Esfuerzo Efectivo y Relaciones de Vacios

2.22.4 Determinación del Esfuerzo de Preconsolidación (σ_c)

El doctor A. Casagrande, ha desarrollado un procedimiento gráfico empírico para la determinación del esfuerzo de preconsolidación, donde ha demostrado ser de eficiencia suficiente para fines prácticos. El método se ilustra a continuación:

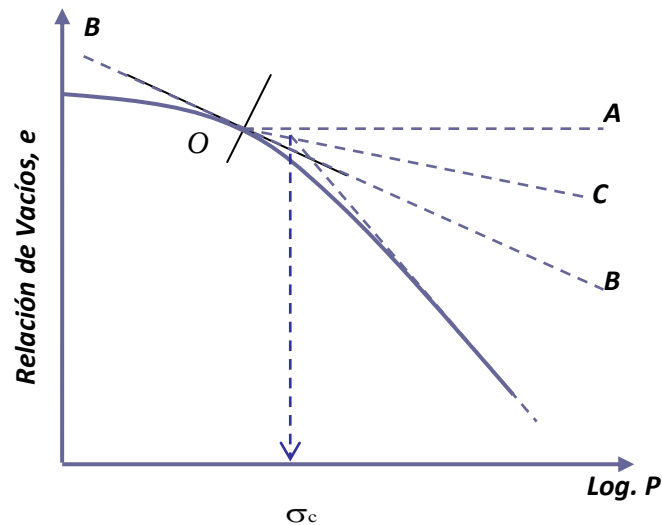


Figura No 2.23 Relacion de vacios y esfuerzos

El esfuerzo de preconsolidación σ_c , es la máxima sobrecarga efectiva a la que el suelo estuvo sometido en el pasado.

Los depósitos naturales de suelo arcilloso pueden estar normalmente consolidados o preconsolidados.

- **Arcilla preconsolidada:** Es aquella que recibe hoy cargas menores de las que en su historia geológica ha tenido. Esta arcilla es más dura.
- **Arcilla normalmente consolidada:** Es aquella que nunca en su historia geológica ha soportado las cargas actuales. Esta es más compresible.

2.22.5 Cálculo del asentamiento causado por consolidación primaria unidimensional

Con lo aprendido del análisis de los resultados de las pruebas de consolidación, ahora procederemos a calcular el asentamiento probable causado por la consolidación primaria en el campo, suponiendo una consolidación unidimensional.

Consideraremos un estrato de arcilla saturada de espesor H y área de sección transversal A bajo una presión de sobrecarga efectiva promedio σ_o . Debido a un incremento del esfuerzo $\Delta\sigma$, sea el asentamiento primario igual a S . Al final de la consolidación, $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$.

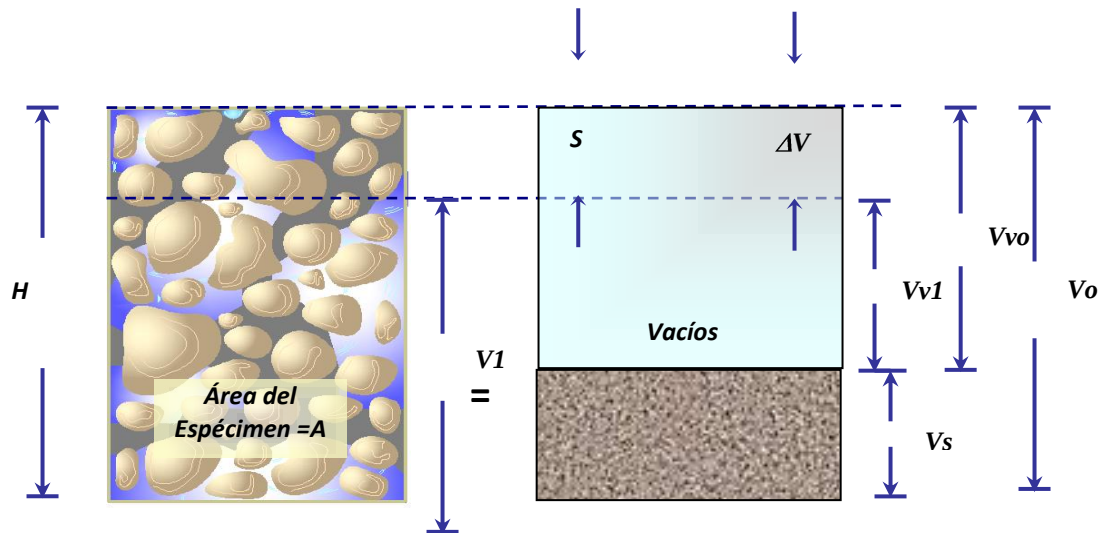


Figura No 2.24 Esquema de la practica

$$\Delta V = V_o - V_1 = H * A - (H - S) * A = S * A$$

Donde V_o y V_1 son los volúmenes inicial y final, respectivamente. Sin embargo, el cambio en el volumen total es igual al cambio en el volumen de vacíos ΔV_v . Entonces.

$$\Delta V = S * A = V_{v_o} - V_{v_1} = \Delta V_v$$

Donde V_{v0} y V_{v1} , son los volúmenes de vacíos inicial y final, respectivamente. De la definición de la relación de vacíos tenemos:

$$\Delta V_v = \Delta e * V_s$$

Donde Δe = cambio de la relación de vacíos. Pero:

$$V_s = \frac{V_o}{1 + e_o} = \frac{A * H}{1 + e_o}$$

Donde e_o = relación de vacíos inicial en el volumen V_o . Entonces de las ecuaciones, obtenemos:

$$\Delta V = S * A = \Delta e * V_s = \frac{A * H}{1 + e_o} * \Delta e$$

$$S = \frac{\Delta e}{1 + e_o} * H$$

2.23 PERMEABILIDAD E INFILTRACIÓN

2.23.1 Movimiento del agua a través de suelos

Una de las fases del suelo, justamente son los vacíos, y estos se encuentran interconectados formando ductos por donde el agua puede fluir por efecto de la gravedad u otra presión interna bajo el suelo. Esto quiere decir que el agua fluye de puntos de alta energía a puntos de baja energía.

Muchas son las obras civiles, donde se tienen que estudiar el flujo del agua a través del suelo; tal es así, el bombeo del agua para construcciones subterráneas y para el análisis de estabilidad de las presas de tierra y de estructuras de retención de tierras sometidas a fuerzas de infiltración.

Ecuación de Bernoulli

Por la hidráulica se sabe que la ecuación principal de Bernoulli, indica que la carga total en un punto en agua en movimiento se da como la suma de las cargas de presión, velocidad y elevación, o.

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + z$$

Donde: h = carga total

u = presión.

v = velocidad

g = aceleración de la gravedad.

γ_w = peso específico del agua.

Ley de Darcy.

En 1856, Henry Philibert Gaspard Darcy, publicó una simple ecuación empírica para la velocidad de descarga de al agua a través de suelos saturados, por lo que a la ecuación anterior se le incrementa un coeficiente “k”, que corresponde como un regulador de la velocidad del agua, es decir que está en función del tipo de material utilizado.

$$v = k i$$

Donde:

v = velocidad de descarga, que es la cantidad de agua que fluye por unidad de tiempo a través de una sección transversal total unitaria de suelo perpendicular a la dirección del flujo.

k = Coeficiente de permeabilidad. (cm/s, o m/s).

Sin embargo hay que considerar la velocidad de infiltración, que es mayor a la de descarga. La velocidad de infiltración pasa a través de los espacios vacíos y no considera la sección total.

Muchos son los factores que influyen en la permeabilidad, tal es así; viscosidad del fluido, distribución del tamaño de los poros, distribución granulométrica, relación de vacíos, rugosidad de las partículas y el grado de saturación. En los suelos arcillosos la estructura interna forma un papel fundamental en la permeabilidad.

Tabla No 2.10 Valores típicos de permeabilidad para suelos saturados.

Tipo de suelo	k (cm/s)
Grava limpia	100 – 1
Arena gruesa	1.0 – 0.01
Arena fina	0.01 – 0.001
Arcilla limosa	0.001 – 0.00001
Arcilla	< 0.0000001

El valor del coeficiente k varía ampliamente para diferentes tipos de suelo. La permeabilidad en suelos no saturados es menor y crece rápidamente con el grado de saturación.

3. IDENTIFICACION Y ESTRUCTURA METAESTABLE DEL SUELO

3.1 CRITERIO DE SELECCIÓN DE MUESTRAS

De acuerdo a la literatura estudiada anteriormente los suelos meta estables pertenecen en su mayoría a los suelos cuyo origen es orgánico del tipo sedimentario trasportados eliolítico, es decir arenas o limos depositados por el viento, tales como los loes, los cuales tiene alta relación de vacíos, pesos específicos bajos y son ligeramente cohesivos.

El paso preliminar esencial para el diseño y construcción de un proyecto de ingeniería vial es la investigación completa y detallada del suelo con el cual se va a trabajar, mediante la ejecución de pruebas de laboratorio que nos permita determinar sus características y propiedades, para llegar en el laboratorio a unos resultados razonables dignos de criterios, es preciso cumplir de forma adecuada una etapa previa e imprescindible que es la obtención de las muestras de suelo apropiadas, para la realización de las correspondientes pruebas de laboratorio.

Las muestras pueden ser de dos tipos alteradas o inalteradas se dice q una muestra es: alterada, cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraron en el terreno de donde procede y se recolecta a medida que se va realizando el muestreo, es inalterada, es aquella muestra que presenta, en la medida de lo posible, la estructura y el contenido de humedad para que presente realmente las condiciones de campo.

Para este trabajo las muestras son de tipo alterado o perturbado y se realizan ensayos de clasificación para su identificación.

3.2 UBICACIÓN

Se extrajeron las muestras, de dos bancos diferentes, con dos suelos también diferentes, con la finalidad de mezclar ambos y poder determinar los colapsos de las diferentes mezclas.

El primer banco de donde se extrajo la arena fina se encuentra ubicado en la comunidad de Tolomosita Centro, Provincia Cercado, Departamento de Tarija (Figura N°3.1 y 3.2)

La segunda muestra que es de arcilla amarilla, se extrajo del sector del Mercado Campesino, específicamente del barrio Carlos Warner ubicado de igual manera en la provincia Cercado del Departamento de Tarija.



Figura No 3.1 Mapa de la ciudad de Tarija



Figura No 3.2 Ubicación de extracción de arena



Figura No 3.3 Lugar de recolección de muestra de arcilla

3.3 PROCEDIMIENTO DE LA PRÁCTICA

Los pasos que seguimos para la recolección de las muestras tanto de la arcilla como de la arena fueron los siguientes:

- Primero procedimos a elegir el lugar para excavar y extender el nylon
- Empezamos a cavar, con la ayuda de una pala, desechando los primeros 20 cm. de suelo.
- Posteriormente cada palada q se daba, era depositada sobre del nylon
- Finalmente amarramos bien las bolsas y trasladamos el material hasta el laboratorio.

TABLA N° 3.1
RESUMEN DE CLASIFICACIÓN

Muestra	Clasificación AASHTO	Clasificación SUCS
ARENA	A-3 ₍₀₎	SP
ARCILLA	A-6 ₍₉₎	CL

Fuente: Elaboracion Propia.

3.3.1 COMPACTACIÓN

Tiene por objetivo compactar la muestra de arena a la que se le añadió un cierto porcentaje de arcilla, empleando un apisonador de 4.54 kg. A una altura de caída de 30.5 cm, compactando el suelo en tres capas cada una con 56 golpes en un molde de diámetro 10,5 cm y altura de 12 cm. Todo esto para obtener un pastón de suelo el cual estudiaremos en este y otros ensayos posteriores.

3.3.1.1 Material y equipo utilizado

- Muestra de arena.
- Muestra de arcilla.

- Molde de diámetro 14.2 y altura de 18cm. (Proctor estándar).
- Collarín de diámetro 12.5 y altura de 5,2 cm.
- Apisonador o martillo de 4.5 Kg. y altura de caída de 12 pulg.
- Papel filtro
- espaciador metálico
- Balanza eléctrica con una aproximación de 0,1 gr.
- Tamiz N ° 10.
- Regla metálica para enrasar.
- Probeta
- Pipeta
- Equipo Speedy
- Cuchara, espátula.
- Fuentes

3.3.1.2 Procedimiento

- Pesar los moldes con base y sin collarín y obtener su volumen respectivo.
- Al inicio de la prueba se procede a desmenuzar el material triturando primeramente los terrones de arcilla con ayuda de un rodillo.



- Escoger con qué incremento de arcilla se compactara la arena.

- Para esto, se comenzó con un porcentaje del 10% y se fue incrementando gradualmente en un 5% hasta llegar a un 40%
- Tamizar ambos materiales por la malla N°10, el material pasante de esta malla será el utilizado. Se elige trabajar con este número de tamiz porque el mismo separa las arenas medias y finas de las gruesas, según la norma ASTM-ASCE 1:1.



- Por separado pesar en la balanza eléctrica la cantidad de arena y la cantidad de arcilla. Estos dos materiales son depositados en una fuente grande.



- Mezclar ambos suelos hasta obtener una masa uniformemente.



- Con ayuda del Spidy se determinar la humedad presente en la mezcla de suelo.



- Con el dato del contenido de humedad, se calcula la cantidad de agua necesaria que se añadirá a la mezcla.



- Añadir cuidadosamente el agua faltante a la muestra, para que esta presente el contenido de humedad optimo para la compactación.



- Mezclar con la mano la muestra de suelo hasta obtener homogeneidad en color y apariencia, teniendo cuidado en deshacer todos aquellos grumos de arcilla y arena que se formaron por la presencia del agua.



- Para el armado del molde, en el que se compactara la mezcla de suelo, primeramente colocar la base, encima de ella un disco espaciador y un papel filtro cortado a la medida del disco espaciador.



- Colocar el molde T-99, encima de este su collarín y asegurar ambos con la ayuda de sus respectivas branulas.



- Dividir dentro de la fuente el material en tres parte iguales, con ayuda de una cuchara depositar la primera parte del material en el molde, posteriormente compactarlo con el martillo de T-180 en 56 golpes, este procedimiento se repetirá para las siguientes dos capas.



- Una vez terminada el compactado de las tres capas, desflojar las branulas y retirar el collarín. Con la regla enrasadora nivelar el material hasta la altura del molde.



- Con una brocha limpiar todo el material restante a los lados del molde, pesarlo y registrar el dato en la planilla.



3.3.2 SIMULACIÓN DE EBULLICIÓN DE UNA MASA SUELO

De acuerdo a lo estudiado en el marco teórico conceptual, el suelo es un agregado no cementado compuesto por un sistema trifásico de partículas sólidas que están distribuidas al azar con espacios vacíos entre ellas, ocupados por aire agua o ambos. Para analizar el problema de los cambios de volumen en el suelo, se debe conocer la naturaleza de la distribución de las presiones, por esta razón analizaremos las siguientes:

- ✓ Presión absoluta
- ✓ Presión efectiva
- ✓ Presión de poro

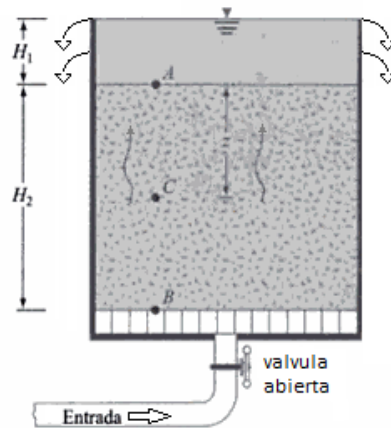


Figura No 3.4 esquema de equipo ebullición de una masa de suelo

A hora, analizaremos un suelo, aumentando una carga de presión de agua, que producirá la separación de las partículas sólidas, ocasionando al mismo tiempo una alteración en la estructura del suelo anulando las fuerzas de contacto entre sus partículas, dando como resultado de todo este fenómeno una disminución en la presión efectiva.

De acuerdo a Terzagui el principio del esfuerzo efectivo es:

$$\sigma = \sigma' + \mu \rightarrow \sigma' = \sigma - \mu$$

Donde:

σ = Esfuerzo total.

σ' = Esfuerzo efectivo.

μ = Presión de poro del agua.

El esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos la presión del agua, entonces para que la presión efectiva tienda a cero (valor critico), la presión de poro del agua debe llegar a igualar la presión absoluta.

3.3.2.1 Objetivo

Lograr alterar el estado de esfuerzos en la masa de un suelo, mediante el aumento de la presión neutra o de poro, ocasionando con esto que la presión efectiva alcance valores críticos agua desde la parte de abajo a una masa de suelo compactada.

3.3.2.2 Instalación del equipo para la simulación de ebullición.

A continuación se describirán todos los materiales que se utilizaron para este equipo y el procedimiento de la instalación del mismo.

Materiales:

- Bomba hidráulica: Modelo jet, capacidad. 0,43 m³/hrs, Potencia. 1 hp
- Manómetro circular de 1Kgr/cm²
- Tarrajas de ½ Pulg.
- 5 teflones.
- 3 codos.
- 2 Te de ½ pulg
- 2 válvulas tipo globo de 1/2 pulg
- 1 unión metálica de ½ pulg
- 1 Te de 1pulg.
- 2 válvulas de 1 pulg.

- 4 m. De Tubo PVC de ½ pulg.
- 2 reducciones de 1 a ½ pulg
- Base de molde T-99 con una perforación en el centro de diámetro de ½".
- Trípode
- Manguera para desfogue
- Alambre

3.3.2.3 Procedimiento.

El equipo de simulación de ebullición de suelos fue montado en el laboratorio de hidráulica, de la siguiente manera:



A continuación describiremos las partes de este equipo:

- Succionador de agua que va conectado a la bomba y al sistema.



- Válvula de control.



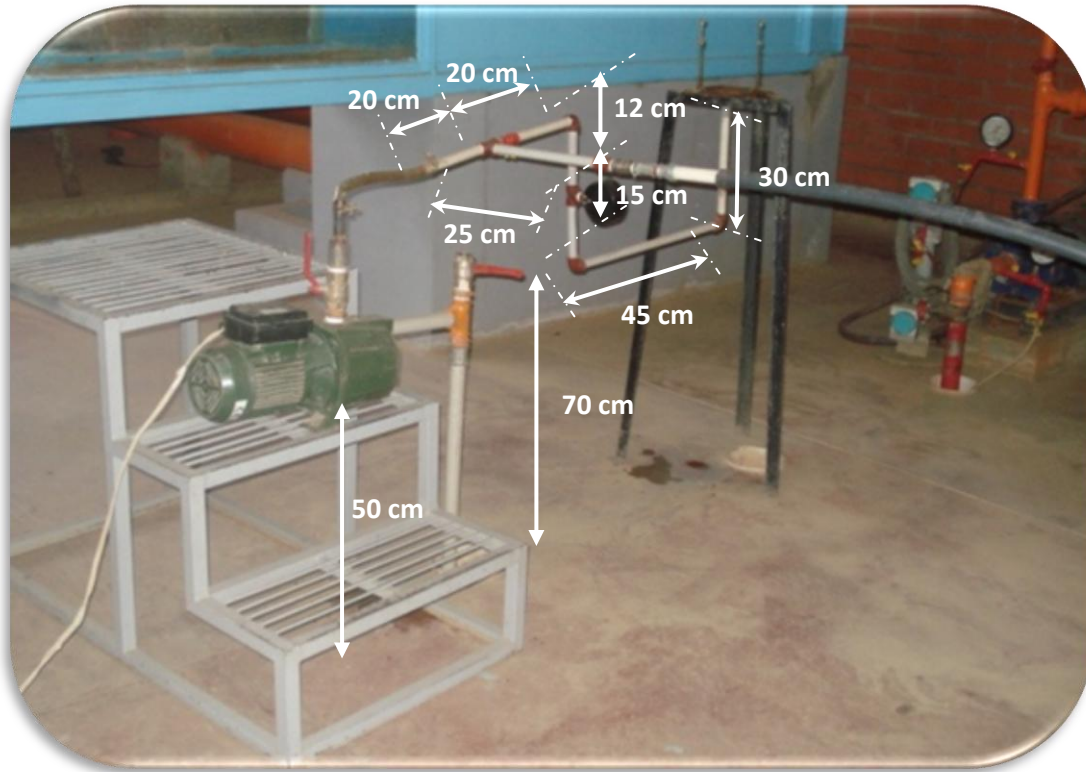
- Llave de paso para el control del desfogue de agua.



- Trípode que sostiene una base con una perforación en el centro de $\frac{1}{2}$ pulg centro por donde ingresara el agua proveniente de la bomba.



- Las dimensiones del equipo para la simulación de la ebullición de suelo son las siguientes:



3.3.2.4 Materiales para el ensayo de simulación de ebullición de suelo

- Equipo de simulación para la ebullición de suelo.
- Disco con varias perforaciones.
- Silicona o Poxilina.
- Manguera, Alambre y Cronometro.

3.3.2.5 Procedimiento en laboratorio

Una vez terminado el proceso de compactación el molde, se llevara hasta el laboratorio de hidráulica para realizar el siguiente paso denominado: simulación de la ebullición de suelo, que consiste en someter la probeta compactada a una infiltración desde la parte inferior del molde donde se encuentra compactada, la presión con la que el agua infiltrara la probeta será medida por un manómetro y se registraran los tiempos.

- El primer paso, es el de cambiar el disco espaciador que se le colocó al molde antes de la compactación por un disco espaciador perforado, el cual nos ayudara a que la agua fluya mas uniformemente por la probeta



- Se verifica que la base este bien seca y libre de impurezas, se coloca bastante silicona o poxilina en la base del equipo, esto para poder pegar bien la base al molde y evitar pérdidas.



- Colocar el molde sobre la base, se ajusta el molde y el collarín a la misma con ayuda de sus respectivas branulas. Cubrir nuevamente con silicona tanto la parte inferior de molde como la union del molde con el collarin, esto para evitar que el agua escape por estos lugares y se espera algunas horas hasta que la silicona seque bien.



- Para mayor seguridad envolver estos lugares con una goma. Finalmente con un alambre de amarre fijar el molde al tripode donde esta montado.



- Una vez tomada todas las previsiones, procedemos a verificar que el manometro se encuentre en cero y empezar el ensayo, encender la bomba y abrir la llave de paso, que llevara el agua en un caudal constante hasta la probeta, asi tambien abrir la llave para el desfogue de agua (esto para prevenir un golpe de ariete).



- Controlar el tiempo y las lecturas que el manómetro nos vaya marcando.



- El espécimen de suelo está siendo sometido a un aumento de la presión de poro, debido a la adición de agua mediante la bomba, la tasa de agua se mantiene constante con la ayuda de una válvula.
- Se registrará el tiempo y las lecturas hasta el punto en el que el agua aflore el molde.



- Desaflojar los alambres, la goma, despegar la silicona y desajustar el molde.
- Volver a colocar el molde en su anterior base y desaflojar el collarín, para que el agua retenida se desaloje.



- Una vez que haya drenado la superficie la muestra la conducimos hacia el horno para que se seque a una temperatura igual a 35 C°.



3.3.2.6. Datos y Resultados

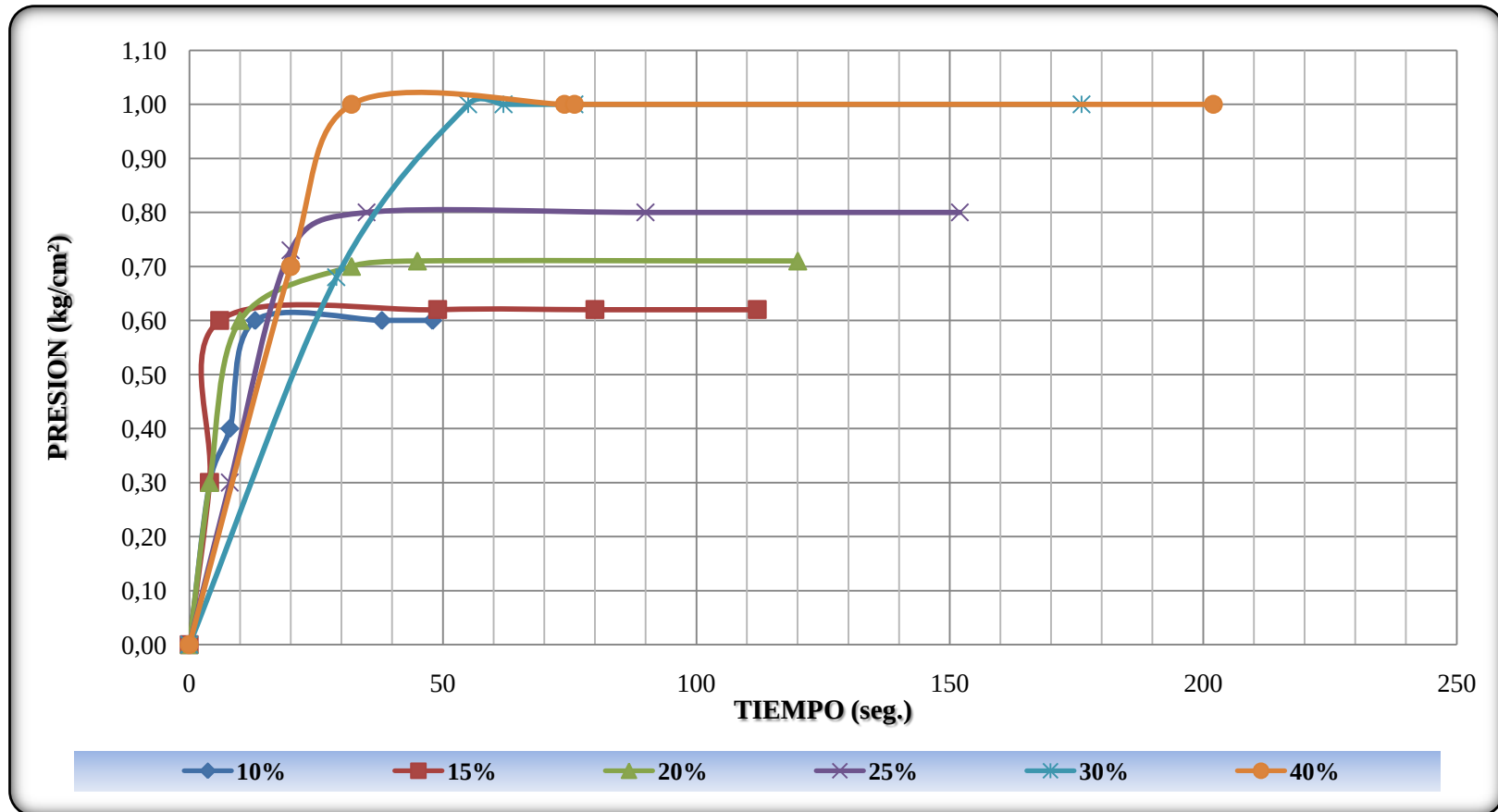
El desarrollo del calculo del ensayo de ebullicion, se encuentra en el Anexo I del presente proyecto, a continuacion se observa en la siguiente tabla los resultados finales y la grafica de comparacion final de las diferentes muestras:

TABLA 3.2.
EBULLICION DE LA MASA DE SUELO

Incremento de arcilla (%)	Tiempo (seg)	Presión (Kg/cm ²)
10	48	0,6
15	112	0,62
20	120	0,71
25	152	0,8
30	176	1
40	1332	Falla

Fuente: Elaboracion Propia

GRAFICA N°1
EBULLICION DE LA MASA DE SUELO



Fuente: Elaboracion Propia.

3.3.3 CONSOLIDACION DE LOS SUELOS

En el proceso natural de la deposicion, los suelos de grano fino como limos y arcillas quedan sometidos a un proceso de consolidacion (cambio de volumen de suelo que tiene lugar en un lapso de tiempo provocado por un aumento de las cargas.) en el cual el agua entre las particulas va siendo expulsado por el peso de las capas que se depositan por encima, despues de un periodo de tiempo se alcanza un estado de equilibrio y la compresion termina.

Se dice que un suelo esta totalmente consolidado cuando su volumen permanece contante, bajo la accion de un esfuerzo constante.

Debido ala frecuencia con que han aparecido asentamientos no previstos originados por este fenomeno se han elaborado metodo que permiten estimar la magnitud de los asentamientos para este fin se ha recurrido ala prueba de laboratorio "consolidacion unidimensional" originalmente idea por el doctor karl von Terzaghi, a quien se debe la teoria de la consolidacion esta prueba establece un relacion entre la presion aplicada de un suelo y su reduccion de volumen.

Prueba de consolidacion unidimensional se la realiza para suelos metaestables.

La prueba consiste en aplicar carga a un especimen de suelo confinado lateralmente de tal manera que se deforme en una sola direccion, existen dos metodos de consolidometros para la ejecucion de esta prueba:

- Consolidometro de anillo fijo.
- Consolidometro de anillo flotante o libre.

3.3.3.1 Objetivo

Es determinar el grado del cambio brusco de volumen (asentamiento), de una muestra de suelo no saturada, que experimentara al saturarse sometendola a una carga constante y luego a una serie de incrementos de presion o cargas usando un aparato llamado edometro (consolidometro de anillo fijo).

3.3.3.2 Equipo y accesorios

- Un aparato de carga, que aplica la presión mediante un sistema de placa, marco y colgador de pesas de 120 kgs de capacidad provisto de un lector de deformación (micrometro) de 0,01 mm de precisión.
- Un consolidómetro, equipo compuesto de una caja cilíndrica estanca un anillo de 63mm de diámetro y 24mm de altura con los bordes cortantes para tallar la muestra y además posee un collarín desmontable dos discos perforados dos discos de papel filtro un bloque de carga y bastago o pistón con placa para la transmisión de carga.



- Un juego de masas o pesas cuya magnitud de peso están condicionadas por las presiones de ensayo.
- Balanza digital con una capacidad de 9000 grs y una precisión de 0,01 grs.
- Un horno eléctrico de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse a $110 \pm 5 \text{ C}^\circ$.
- Herramientas y accesorios espátula recipientes platos escobillas toallas y conómetro.

3.3.3.3 Procedimiento

- Pasadas 24 horas del secado del pastel de suelos, obtenido de la prueba de simulación de ebullición, sacamos del horno el molde más suelo.



- El primer paso para relizar la consolidacion es el de tomar el peso y las alturas de todos los anillos con los cuales vamos a trabajar y con el dato de la altura del anillo el cual portara el suelo que sera la altura inicial de los especimenen (H_0), luego con ayuda de estos aprovechando sus bordes cortantes y la ayuda del extractor, tallar la muestra y obtener dos especimenes de suelo del nucleo del paston (para minimizar el demoronamiento del suelo por falta de humedad al momento del tallado).



- El anillo con especimen de suelo ensayado, colocarlo en el parato de carga, a la caja cilindrica estanca colocar las partes del consolidometro en este orden: Disco perforado, papel filtro, anillo con el especimende suelo



- Posteriormente se coloca por encima del conjunto el bastago con la placa, previniendo que solo haga contacto con el suelo y no asi con el anillo. Verificar que el extensometro este en cero.



- Inmediatamente saturar con agua natural la caja cilindrica hasta sobrepasar el nivel del suelo.



- Anotar los datos tanto del tiempo como las lecturas que el extensometro nos va dando y vamos observando las deformaciones progresivas que van presentando en el suelo.



- Dejar las primeras 24 horas sin incrementar ningun peso.
- Transcurridas las 24 horas incrementar la primera pesa, lecturar las deformaciones por otras 24 horas mas, dia a dia incrementar mas pesas y repetir el procedimiento hasta que el suelo colapse.
- Transcurridas 24 horas mas, lecturar nuevamente e incrementar 1 pesa mas que sera igual al doble de carga de la primera.
- Para cada uno de los incrementos de presion, se lleva un registro de la forma como progresa la deformacion a traves del tiempo, haciendo uso del micrometro y del cronometro.
- Dia a dia se ira incrementando el doble de carga, para aumentar la presion en la muestra de suelo.
- Una vez aplicada la ultima presion, se procede a la activacion del bloqueo de carga de la siguiente manera: descargar el equipo de carga y levantar el vastago con la placa y retirar el conjunto endometrico.
- Pesar el anillo con suelo saturado, llevar al horno todo el conjunto y finalmente, despues de 24 horas de secado volver a pesar la muestra.



3.3.3.4. Datos y Resultados

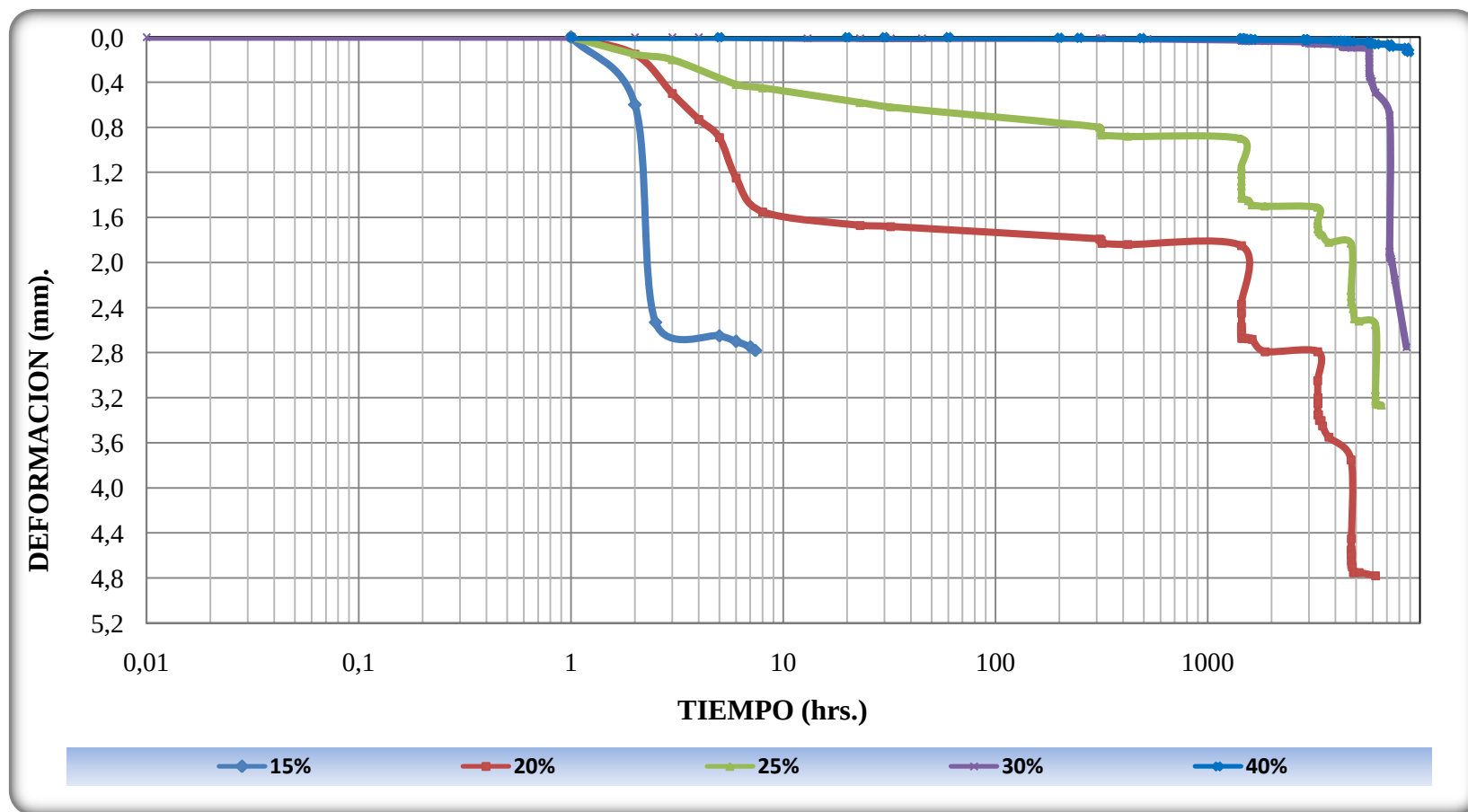
El desarrollo del calculo se encuentra en el Anexo II del presente proyecto, a continuacion solo se observa en la siguiente tabla los resultados finales y adjuntada a la misma las graficas de Consolidacion y Presion Vs. Realacion de Vacios:

TABLA 3.3.
CONSOLIDACION DE LA MASA DE SUELO

Incremento de arcilla (%)	Tiempo (hrs)	Carga (Kg)	Deformación (mm)	Descripción
10	-	-	-	No moldeable
15	0,12	0	2,780	Causa de colapso “agua”
20	103	0,886	4,78	Causa de colapso (cargas)
25	110	1,621	3,265	Causa de colapso (cargas)
30	144	3	2,75	Causa de colapso (cargas)
40 (sin ebullición)	150	6	0,13	No colapso.

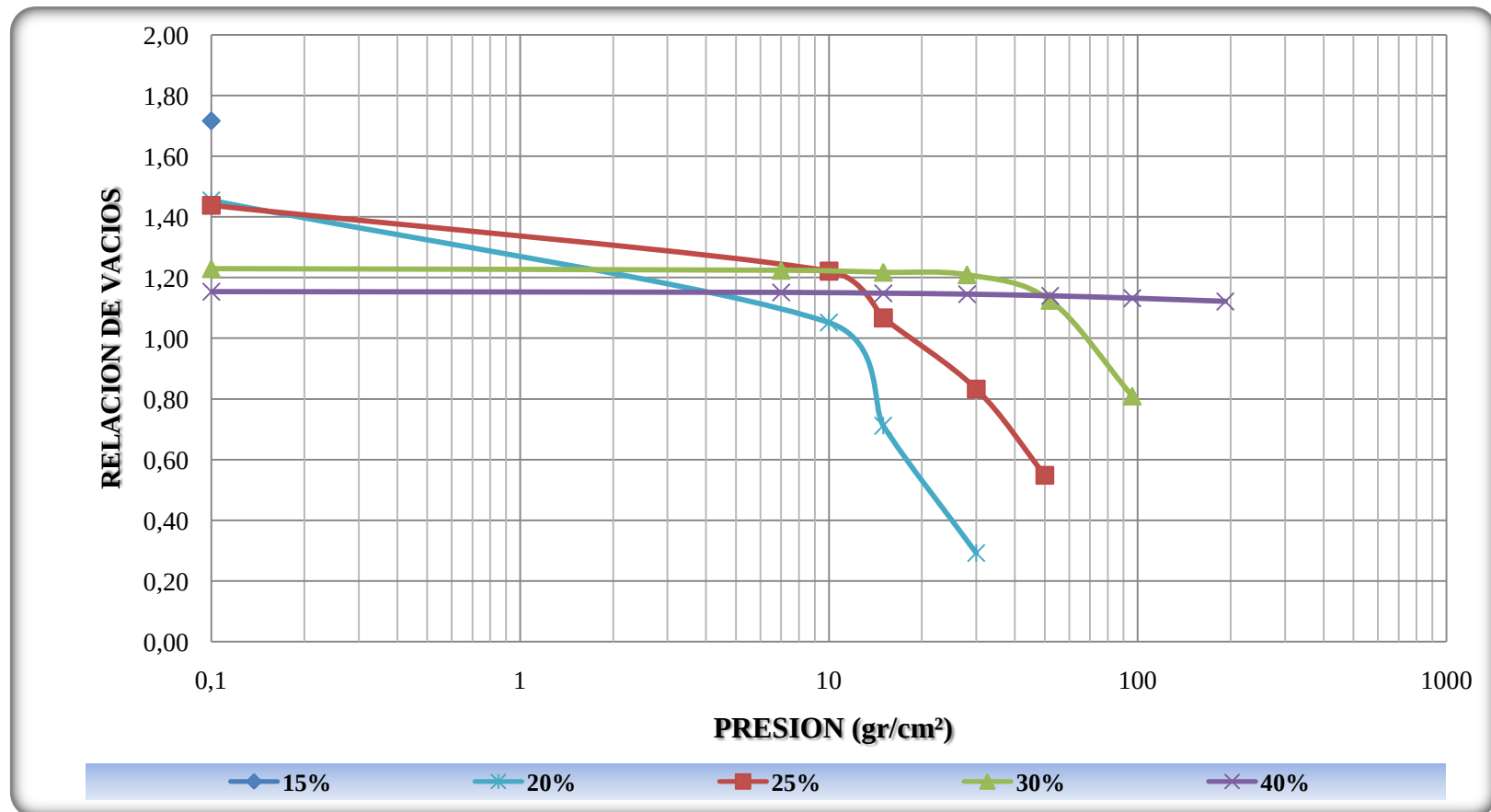
Fuente: Elaboracion Propia.

GRAFICA N°2
CONSOLIDACION DEL SUELO



Fuente: Elaboracion Propia.

GRAFICA N°2
PRESION Vs RELACION DE VACIOS



Fuente: Elaboracion Propia.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

4.1 CONCLUSIONES.

Concluido el presente trabajo de investigación se llega a las siguientes conclusiones.

- Se puso en manifiesto, los principales aspectos de los suelos potencialmente colapsables, como ser: su origen, estructura, comportamiento deformacional volumétrico, la interacción de cada una de sus fases y componentes.
- Se evidencio que la cantidad de arcilla que se le agregue a una arena fina, es importante, ya que esta brinda cohesión a las partículas de arena, haciéndolas más fáciles de compactar.

Cuando se quiso realizar este ensayo, incrementando un de 5% de arcilla a la muestra de arena, el proceso de compactación no se pudo realizar, ya que la mezcla ensayada no tenía la cohesión necesaria; cuando se compacto la muestra con un porcentaje de arcilla de 10%, la operación resulto dificultosa, pero si se logro, las condiciones de compactación fueron mejorando, a medida que los incrementos de arcilla aumentaban, hasta llegar a una valor de 40%.

- En el ensayo de ebullición de una masa de suelo, logramos alterar la estructura compactada del suelo, incrementando presión interna a sus partículas, produciendo una ebullición.
- Se evidencio, que a mayor incremento de arcilla, será también mayor la presión, y el tiempo que tarde la masa de suelo, hasta el punto en el que ebullicione. Ya que la permeabilidad juega un papel muy importante, cuando se ensaya suelos con alto contenido de arena, estos llegan a tener una permeabilidad de $K: 0,1\text{cm/seg.}$ y mientras más arcilla se les vaya incrementando a estos la permeabilidad disminuirá. Pudimos comprobar este fenómeno, al ensayar la primera probeta de suelo, la cual tenía un incremento de arcilla de 10%, el tiempo que tardo el suelo en ebullicionar, hasta el borde superior del collarín, fue mucho menor, comparado con el tiempo en el que tardo la probeta que contenía un incremento del 30%.

No se pudo realizar el ensayo, en el cual, la probeta contenía un incremento de arcilla de 40%, ya que después de 22 minutos de infiltración, el caudal, escapo por la parte inferior del molde, colocando como límite para el presente ensayo el incremento del 40%.

Incremento de arcilla (%)	Tiempo (seg)	Presión (Kg/cm ²)
10	48	0,6
15	112	0,62
20	120	0,71
25	152	0,8
30	176	1
40	1332	falla

- En el ensayo de consolidación, pudimos determinar que a mayor cantidad de arcilla, el suelo tardara cada vez más en colapsar, de igual manera comprobamos, que a medida que la cantidad de arcilla, que se le agregue a la arena fina aumenta, está será capaz de soportar cada vez más carga, y su deformación irá disminuyendo.

Con un incremento de arcilla igual al 10%, no se realizo el ensayo, ya que después de su secado a 35 C, durante 24 hrs, al momento de intentar tallar la muestra, no se pudo, ya que la misma se encontraba muy seca, y no tenía la cohesión necesaria, como para ser moldeada.

Se realizo el ensayo de consolidación, con un incremento de 15% de arcilla, registrando una deformación grande, en poco tiempo y sin carga.

Ocurrió todo lo contrario al momento de ensayar el pastón de suelo, que contenía un incremento de acilla de 40 %, colocando este porcentaje como un límite para el

presente trabajo de investigación, escogimos este porcentaje ya que después de 6 días de consolidación, el suelo no sufrió cambios bruscos, y no colapso.

Incremento de arcilla (%)	Tiempo (hrs)	Carga (Kg)	Deformación (mm)	descripción
10	-	-	-	No moldeable
15	0,12	0	2,780	Causa de colapso "agua"
20	103	0,886	4,78	Causa de colapso (cargas)
25	110	1,621	3,265	Causa de colapso (cargas)
30	144	3	2,75	Causa de colapso (cargas)
40 (sin ebullición)	150	6	0,13	No colapso.

- Logramos determinar qué con un incremento de arcilla de 40%, la arena presenta mejores condiciones de estabilidad, haciéndola más resistente a la deformación.
- Mediante la grafica de consolidación, observamos cómo va comportándose el suelo, con cada incremento de carga, y el que punto ocurre el colapso.
- Dejo abierta la investigación, a criterio de aquellas personas, que deseen ampliar el presente proyecto.

4.2 RECOMENDACIONES.

Podemos recomendar los siguientes puntos

- Tener un soporte técnico adecuado para poder elegir bien con que suelo vamos a trabajar.
- Tener cuidado en mantener la humedad óptima en la compactación durante el proceso del ensayo.
- En el ensayo de simulación de ebullición de suelo, tomar las previsiones necesarias al momento de pegar muy bien el molde a la base para evitar pérdida de caudal.
- Tener mucho cuidado al medir tanto el tiempo como las presiones registradas en el manómetro.
- En el ensayo de consolidación, cuando se esté obteniendo, el espécimen de suelo para ser llevado al consolidometro, tener cuidado en el tallado del mismo para no lograr una alteración en su estructura.
- Además ser cuidadosos en no ocasionar deformaciones al suelo por impacto, cuando se está realizando el cambio de carga cuya magnitud es el doble de la anterior carga.
- También tener en cuenta, el lugar donde estará instalado el equipo cualquier vibración alterara en la medición de la deformación en el micrómetro.
- Verificar que el espécimen en todo momento desde inicio de la prueba, hasta que terminen la misma debe estar saturado.