



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

“ESTUDIO DE UN LIMO COMPACTADO CON SUCCIÓN CONTROLADA”

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

LICENCIATURA DE INGENIERÍA CIVIL.

PRESENTA:

PASANTE DE INGENIERÍA CIVIL:
ROGELIO MENDEZ ESPINOSA

Asesor: Carlos Chávez Negrete
Doctor en Ingeniería del Terreno

Morelia Michoacán, marzo del 2015



Contenido

1	Introducción	8
1.1	Objetivo.....	9
1.1.1	Objetivo general.....	9
2	Introducción a la mecánica de suelos parcialmente saturados.....	10
2.1	Estado de esfuerzos.....	12
2.1.1	Estado de esfuerzos para suelos saturados.....	13
2.2	Ensayos de consolidación en suelos parcialmente saturados.	14
2.2.1	Observaciones generales	14
2.2.2	Consolidación de los suelos parcialmente saturados	15
2.2.3	Hinchamiento de suelos parcialmente saturados	16
2.2.4	Consolidación en laboratorio en suelos saturados	20
2.3	El fenómeno de succión en suelos finos parcialmente saturados.	23
2.4	Succión osmótica.	24
2.5	Succión mátrica.....	25
2.6	Deformabilidad.	29
2.7	Arcillas expansivas.....	34
3	Comportamiento de suelos no saturados.	34
3.1.1	Introducción.	34
3.2	Reseña histórica de la mecánica de los suelos no saturados.	35
3.3	El suelo no saturado. Generalidades.	36
3.3.1	Origen.....	36
3.4	Fases componentes de un suelo no saturado.....	37
3.4.1	Fase solida	38
3.4.2	Fase líquida	38
3.4.3	Fase gaseosa	39
3.5	Clasificación de los suelos no saturados.....	40
3.6	Estructura de los suelos	42
3.7	Succión.	44
3.7.1	Influencia de la succión sobre la deformación del suelo	49



3.8	Curva característica del suelo parcialmente saturado.....	50
3.8.1	Introducción	50
3.8.2	Curva de retención o curva característica	51
3.9	Comportamiento deformacional de los suelos no saturados	51
3.9.1	Fenómeno de colapso	51
3.9.2	Mecanismo de colapso	53
3.9.3	Comportamiento volumétrico	55
3.10	Compactación de suelos.....	58
3.10.1	Variables relacionadas con la compactación.....	60
3.10.2	Contenido de agua de compactación	61
3.10.3	Tipos de compactación.....	61
3.10.4	Influencia del tipo de compactación	62
3.10.5	Métodos de compactación en el campo	62
3.11	Compactación en laboratorio	66
3.11.1	Ensayo de compactación de suelos.	67
4	Estudio del comportamiento del limo de la autopista Pátzcuaro - Uruapan	70
4.1	Muestreo del material.....	70
4.1.1	Procedimiento.....	70
4.1.2	Resultados.....	70
4.2	Humedad de campo	70
4.2.1	Resultado	71
4.3	Densidad de sólidos (peso específico relativo de los sólidos).....	71
4.3.1	Preparación de la muestra.....	71
4.3.2	Procedimiento para el material que pasa la mala N° 4.	72
4.3.3	Resultados.....	75
4.4	Determinación de límites de consistencia y contracción lineal.....	76
4.4.1	Preparación de la muestra.....	76
4.4.2	Procedimiento.....	77
4.4.3	Límite líquido	77
4.4.4	Determinación del límite plástico	79



4.4.5	Determinación del índice plástico	80
4.4.6	Determinación de la contracción lineal.	80
4.4.7	Determinación de la contracción volumétrica.	81
4.4.8	Resultados.....	83
4.5	Compactación de suelos, prueba Proctor.	86
4.6	Proctor estándar.....	86
4.6.1	Procedimiento.....	87
4.6.2	Materiales	90
4.6.3	Resultados.....	90
4.7	Determinación del V. R. S. (modificada)	91
4.7.1	Preparación de la muestra.....	92
4.7.2	Procedimiento.....	92
4.7.3	Cálculos y resultados.....	97
4.8	Curva característica.	97
4.9	Prueba de la consolidación en el suelo parcialmente saturado.....	99
4.9.1	Preparación de la muestra.....	100
4.9.2	Procedimiento.....	101
4.9.3	Procedimiento de aplicación de la succión al inicio de la prueba	104
4.9.4	Descripción del equipo.	105
4.9.5	Incrementos de carga.	107
4.9.6	Cambios intermedios de succión.	107
4.10	Resultados de Ensayos de Laboratorio de Consolidación.....	107
4.10.1	Prueba 1 solo con succión.	107
4.10.2	Prueba 2 con cambio de succión intermedio.....	110
5	Conclusiones.	114
6	Referencias Bibliográficas.	115



Agradecimientos

Uno de mis logros más se ha cumplido, en primer lugar agradeciéndole a Dios por darme la vida y la fuerza de terminar esta tesis

Le doy gracias a mis padres, ya que ellos me alentaban y motivaban con sus palabras para seguir adelante, y porque desde pequeño ellos me educaron de una buena manera y que mejor regalo que el estudio que me han dejado como herencia de toda mi vida.

A mis hermanos por los apoyos incondicionales, por los momentos tan difíciles que pasaba en la universidad, ellos me apoyaban cada día que pasaba a terminar con mis estudios, ya que con sus consejos pude terminar la carrera y también terminar la tesis consejos que muchos no recibimos y por eso me siento agradecido por ellos.

En especial también agradezco a mi asesor de tesis, Dr. Carlos Chávez Negrete, por haberme apoyado y sobre todo dándome su tiempo incondicional cuando lo necesitaba, gracias a ti Doctor fue posible terminar esta tesis para mi vida profesional.

Agradezco también a los trabajadores y técnicos del laboratorio Ing. Luis Silva Ruelas, mencionando al M.I. Tarsicio Domínguez, M.I. Alejandro Peralta, Tec. Jaime Chora, M.I. Ernesto Núñez, M.I. Alfredo Zamora, Ing. Edgar Sánchez, Ing. Pablo García, Ing. Israel González. Con la ayuda de estos ingenieros se pudo llevar a cabo las pruebas de laboratorio obteniendo resultados satisfactorios. Muchas gracias a todos por su valioso apoyo.

Por último, agradezco también al M.I. Felipe Jerónimo por su valiosa ayuda, el vio el interés de que yo terminara la tesis, resolviendo unos problemas relacionado a la tesis, ¡gracias maestro por los apoyos que me brindo!

Resumen.

En la Autopista Pátzcuaro-Uruapan se presentan deformaciones excesivas en los terraplenes, principalmente en la zona donde se construyeron con el Limo de Alta Plasticidad de la región (Tepetate). El fenómeno de deformación que se presenta es debido principalmente al incremento del contenido de humedad, que produce una lubricación entre las partículas y una deformación repentina denominada



colapso. El colapso por humedecimiento afecta los suelos de cimentación, la estabilidad de taludes, es decir es una problemática de cimentaciones en general.

En este trabajo de tesis se realizaron pruebas de colapso por humedecimiento en un suelo limo arcilloso de la autopista Pátzcuaro-Uruapan, Michoacán. Las pruebas de colapsos fueron realizadas con el equipo de consolidación a base de succión controlada. Para ello se calibró y se puso a punto en funcionamiento un consolidómetro tipo Rowe con succión controlada por medio de translación de ejes.

Las pruebas de consolidación que se realizaron fueron totalmente saturadas y a base de succión controlada para ver el colapso de dicha muestra. La muestra remoldeada tuvo un grado de compactación óptima (G_c) de 43 %, resultado de la compactación Próctor Estándar. Además se realizó una prueba para la determinación de la curva característica del mismo suelo.

Analizando y haciendo correcciones de la prueba de consolidación, se llegó a una conclusión de que el suelo de la autopista Pátzcuaro-Uruapan es colapsable teniendo un resultado de las pruebas en laboratorio de 31.19 %. Se debe de resaltar que los asentamientos dependen fuertemente de la permeabilidad del suelo.

Palabras clave: Terraplén, Limo, Colapso, Cimentación, Consolidación, Succión, Saturación.

Abstract

In the embankments of Pátzcuaro-Uruapan highways excessive deformations occur, mainly in the area where they were constructed with silt of High Plasticity that from the region (Tepetate). The phenomenon of deformation that occurs is due to the increase in moisture content, which produces lubrication between particles and this deformation is called collapse. The collapse upon wetting affects foundation soil, slope stability, namely is a problem of foundations in general.

In this thesis, tests of collapse upon wetting were performed on a silty clay soil of the Patzcuaro-Uruapan, Michoacán highway. Collapses tests were performed with an oedometer of controlled suction. For it was calibrated and tuned into operation a Rowe consolidometer with suction controlled by translational axes technique.



Consolidation tests performed were fully saturated and controlled suction base for collapsing the sample. Remolded sample had an optimum degree of compaction (G_c) of 43%, a result of the Standard Proctor compaction. In addition, a test was performed to determine the characteristic curve of the same soil.

Analyzing and making corrections consolidation test, it was reached a conclusion that the soil is collapsible, having a result of laboratory tests of 31.19%. It should be emphasized that the settlements depend heavily on soil permeability.

Key Words: Embankment, Limo, Collapse, Foundation, Consolidation, Sucking, Saturation.



1 Introducción

La infraestructura ya sea carretera, puentes, presas entre otras, están compuestas por diversas obras de ingeniería, y cada una de las diversas obras ingenieriles pueden presentar problemas particulares. Por lo que en la actualidad es necesario conocer las problemáticas para llevar a cabo estudios muy detallados que nos permitan conocerlos a fondo y de una manera muy apegada a la realidad de hoy en día.

Para poder llevar a cabo una obra de construcción es muy necesaria el estudio del suelo en donde se llevara a cabo la obra, obteniendo así la calidad, parámetros para diseño, deformabilidad y capacidad de carga del suelo.

Esto es lo que abarca la mecánica de suelos, han surgido numerosas investigaciones que se han ido modificando con el paso del tiempo y a su vez se han ido actualizándose las normas. Tal es el caso de los suelos no saturados en los que el comportamiento de estos suele ser diferente y puede llegar a presentar un comportamiento más complejo y con un número de variables mayor que en el medio saturado.

La compactación es una de las técnicas de construcción, data de las épocas más remotas. Los métodos de apisonados por el paso como de personas y animales se han venido utilizando desde tiempos muy antiguos.

Entonces, se puede decir que la compactación es sin duda un concepto que se encuentra incluido prácticamente en cualquier obra de la ingeniería civil, como se puede destacar mas en las obras de construcción de carreteras en donde el estudio de los suelos compactados son muy importantes en esa área, ya que se tiene que obtener la calidad y el diseño de dicha obra, y no solamente en el área de caminos, sino que también en construcción de edificios, presas, puentes. En resumen, todo lo que tenga que ver en obras de ingeniería civil.

Para el estudio del suelo en obras de ingeniería, depende del lugar en donde se realice dicha obra, ya que tenemos distintos tipos de suelos, en donde unos si nos favorecen y otras se nos complican en la construcción, los tipos de suelos, son arcillosos, limos, etcétera, así como también unas arcillas son muy plásticas y difíciles de manejar.

En las arcillas al momento de modificar su contenido de humedad tiende al cambio de volumen, cuando se incrementa su contenido de agua esta tiende a expandirse, al momento de compactar esta disminuye su volumen pero aumenta la resistencia al esfuerzo.



Para un buen manejo o mejoramiento de suelos compactados, es indispensable hacer experimentos en laboratorios para llegar a una conclusión satisfactoria, realizando las pruebas con suelos parcialmente saturados, para obtener nuevos materiales que sean capaces de soportar las cargas necesarias que se les pueda someter.

La mecánica del suelo tradicional se ha ocupado principalmente de los suelos saturados. A ello se debe a que, en general, la rigidez y la resistencia de los suelos parcialmente saturados son mayores, por lo que es más conservador suponer que, en cualquier caso, los suelos pueden estar saturados (en la mayoría de los casos, es posible que se llegue a esta situación). Por otra parte, el estudio de los suelos saturados es mucho más sencillo.

Por todo esto, el estudio de los suelos parcialmente saturados es mucho más reducido. Desde el punto de vista práctico, la altura de ascensión capilar en suelos de grano fino es de decenas o de centenares de metros. Como la profundidad del nivel freático rara vez supera las pocas decenas de metros, se concluye que estos suelos estarán siempre saturados, salvo que se trate de zonas con clima relativamente árido, en las que la evaporación en la superficie compense la aportación de agua por ascenso capilar desde el nivel freático. En España, esto ocurre con carácter general, exceptuando la zona costera húmeda del norte.

1.1 Objetivo.

1.1.1 Objetivo general

El objetivo de esta investigación, es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este se produce, en una muestra de suelo parcialmente saturado, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial, para finalmente llegar a la curva de compresibilidad y con esta poder obtener parámetros de cuanto se nos puede asentar el terreno teniendo cierta carga.

Los resultados de cada prueba hecha en laboratorio determinarán, la resistencia del suelo a estudiar, su deformabilidad, expansividad etc. Así como también determinar el grado de compactación de dicho suelo, esto es muy importante ya que deberá contener el óptimo para una buena compactación, esto es para determinar la cantidad de agua que se le debe poner cierta cantidad de suelo que es conocida como la optima, esto es muy importante ya que en las obras



ingenieriles se necesita saber el óptimo de cada suelo o dependiendo de la zona en donde se encuentre el proyecto a realizar.

El estudio de los suelos parcialmente saturados que conlleva a esta investigación, es principalmente como ya se ha dicho antes, es verificar que se soporten estructuras que se cimientan sobre ellos. De tal manera que los estudios en laboratorio revelen, con seguridad la resistencia de dicho suelo y en este caso la presencia de colapso por humedecimiento. Las gráficas nos indicaran la intensidad de carga que se nos permite aplicar a los suelos.

2 Introducción a la mecánica de suelos parcialmente saturados.

Los suelos plásticos parcialmente saturados presentan problemas diferentes a los de los suelos totalmente saturados. Por ello es importante conocer las características y propiedades de cada uno de ellos, ya que esto permitirá tomar las medidas adecuadas para afrontar dichos problemas.

Hay un largo camino desde el descubrimiento de los principios científicos básicos relacionados con un fenómeno de ingeniería hasta su implementación en una práctica estandarizada es posible que haya una base teórica firme sobre el comportamiento de un material, así como soluciones matemáticas, y, con todo, esto puede no llevar a un cambio en la práctica de la ingeniería. La implementación es un paso único e importante que lleva las teorías y las soluciones analíticas a la práctica de la ingeniería corriente. Hay varias etapas en el desarrollo de una ciencia que deben combinarse de una manera eficiente y apropiada para que la implementación se convierta en una realidad. Este trabajo está orientado a la discusión de las etapas relacionadas con la implementación de la mecánica del suelo parcialmente saturado.

La cátedra mecánica de suelos, impartida en las universidades e institutos de educación superior a nivel mundial, se desarrolla teniendo en cuenta la llamada “mecánica de suelos clásica”, nacida como ciencia en 1925, cuando Karl Terzaghi publicó el tratado *Erdbaumechanik*. En la mecánica de suelos clásica, se hace énfasis principalmente en el estudio de suelos que se han originado en ambientes sedimentarios (suelos cohesivos y suelos granulares), que se encuentran en estado seco o en estado saturado. Estas dos condiciones del suelo, son situaciones extremas, y en ambas condiciones, el suelo es considerado como un sistema donde solo interactúan dos fases. La condición de suelos saturados, se presenta en suelos situados por debajo del nivel de agua freática, donde las fases presentes son: sólida y líquida, es decir, que los espacios vacíos o poros del suelo



están ocupados por agua. La condición de suelo seco se presenta en suelos donde no existe el nivel de agua freática o en suelos por encima del nivel de agua, más allá de la franja capilar, donde las fases que interactúan son la sólida y la gaseosa, es decir, que los espacios vacíos del suelo están ocupados principalmente por aire y aunque pueda existir agua en estado discontinuo, esta no ejerce influencia en el comportamiento del suelo (Lambe y Whitman, 1991).(citado por Meza Victoria E.)

Normalmente se considera que el comportamiento mecánico de un suelo parcialmente saturado es más complejo y difícil de entender que el del suelo saturado. Los suelos parcialmente saturados se caracterizan por tener presiones negativas de agua en los poros; el amplio intervalo de valores del grado de saturación y las presiones negativas asociadas es lo que produce todo el espectro de comportamientos del suelo.

La ciencia del comportamiento de un suelo parcialmente saturado fue desarrollada inicialmente para el caso en el que las fases de aire y agua son continuas (i.e., la zona de dos fases). El grado de saturación para la zona de dos fases generalmente se encuentra en el intervalo del 20 al 80%.

Sin embargo, se ha encontrado que las teorías propuestas pueden extenderse en todo el espectro del suelo parcialmente saturado (Fredlund & Rahardjo, 1993, citado por, Deméneghi A. 2012. SMIG.)

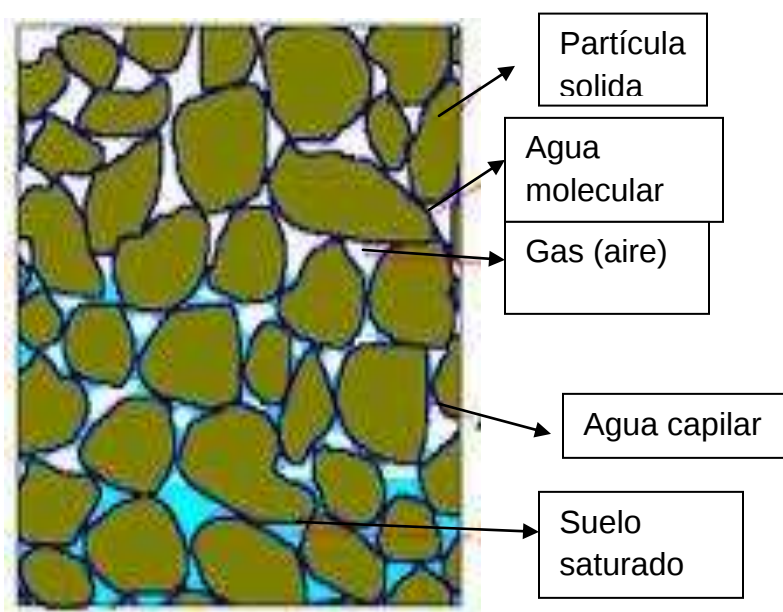


Fig. 1, Liga 1 Suelo parcialmente saturado, los poros están llenos de agua.

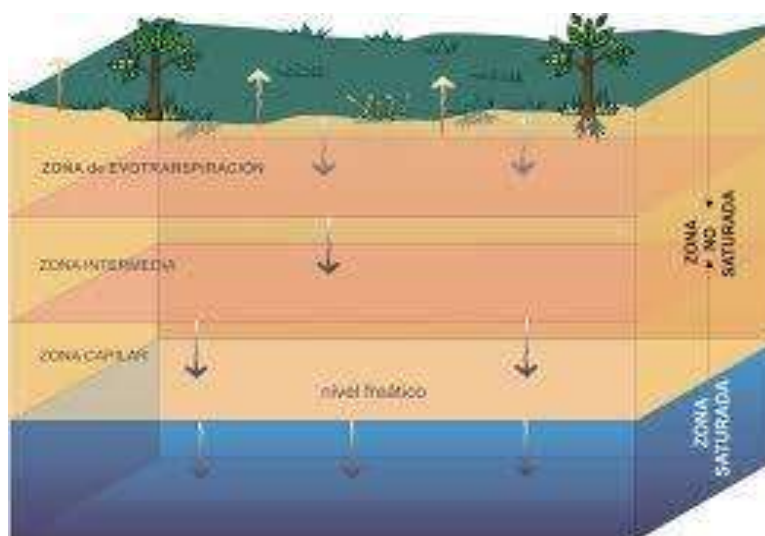


Fig. 2 liga 2. Observación de la zona saturada de suelos.

La zona saturada del suelo se sitúa por debajo del nivel freático. En esta zona el agua ocupa todos los poros, y a esta agua se la conoce como agua gravífica.

2.1 Estado de esfuerzos.

Fung (1965) (citado por Barrera M. 2004). Describe “el estado de un sistema”, con la información necesaria en una caracterización completa del sistema para el intento deseado. Los parámetros de estado típico para un cuerpo elástico son referidos como aquellas variables que describen el campo de deformaciones, el campo de esfuerzos y sus geometrías. Las variables de estado deben ser independientes de las propiedades del material en cuestión (coeficiente de poisson, y modulo elástico en caso de solido elástico). Una interrelación de esfuerzo versus deformación es una relación constitutiva que describe el comportamiento de un material. Las relaciones constitutivas son expresiones univocas que relacionan los parámetros de estado (Fung, 1969) (citado por Barrera M. 2004). Ejemplos de ecuaciones constitutivas que relacionan variables de estado son simples o parciales.

- La variación de la deformación volumétrica al saturar en función del esfuerzo aplicado.
- La curva característica de retención de humedad.

Otros ejemplos de ecuaciones constitutivas, relacionando variables de estado de esfuerzos son las ecuaciones de resistencia a los cortes mencionados, y ecuaciones que proporcionan la presión de poros en función de los esfuerzos totales aplicados.



2.1.1 Estado de esfuerzos para suelos saturados.

Los esfuerzos efectivos se pueden definir como aquellas funciones de los esfuerzos totales, y de las presiones intersticiales que controlan todas las relaciones esfuerzo-deformación del suelo. Según el principio de Terzaghi, las relaciones esfuerzo-deformación del suelo depende exclusivamente del exceso de las presiones totales sobre la presión intersticial. Dos aspectos del principio de Terzaghi son de gran importancia:

1. La presión de poro del agua actúe en el agua y en el sólido en cada dirección.
2. Únicamente los cambios en el esfuerzo efectivo explican los cambios en el estado del suelo.

El comportamiento de los suelos saturados se controla por cambios en el esfuerzo efectivo, el que define de tal manera que algunos cambios de volumen, deformación de cortes o cambios en la resistencia al corte, ocurran solo debido a cambios en el esfuerzo efectivo. En suelos saturados, el esfuerzo efectivo será igual al esfuerzo total, menos la presión del fluido de los poros.

$$\sigma' = \sigma - u$$

Donde σ' es el esfuerzo efectivo; σ es el esfuerzo total, y u la presión de poros; por ejemplo, la resistencia al corte, τ , de un suelo saturado se relaciona al esfuerzo efectivo normal, σ' , por la ecuación de Mohr-Coulomb:

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

Donde c' es la cohesión, y ϕ' el ángulo de fricción interna efectivo.

Bishop y Eldin (1950) (citado por Barrera 2004) han comprobado experimentalmente el principio de los esfuerzos efectivos en diversos casos y en algunas ocasiones se ha objetado su aplicación. Skempton (1961) (citado por Barrera 2004) ha propuesto formas modificadas para la conocida ecuación de los esfuerzos efectivos con base en ensayos de consolidación hasta altas presiones. Indica el referido autor que la expresión que ajusta correctamente los cambios de volumen y la resistencia al corte es:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - K u_w \sigma'_{ij}$$

Donde K depende de los parámetros del material.



El principio de los esfuerzos efectivos tal como lo estableció Terzaghi es válido y aplicable en la mayor parte de los casos; en suelos saturados, su utilización es generalizada.

2.2 Ensayos de consolidación en suelos parcialmente saturados.

2.2.1 Observaciones generales

Todos los materiales experimentan deformaciones cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo.

La mayoría de las deformaciones de los suelos, bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales; además esas deformaciones no se producen, usualmente, en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se va desarrollando en el transcurso del tiempo. Así, cuando un estrato de arcilla soporta un edificio, pueden ser necesarios muchos años para que la deformación del suelo se complete. También cabe mencionar que los materiales estructurales también muestran una pequeña capacidad de seguirse deformando bajo carga constante; sin embargo, desde el punto de vista del ingeniero civil, estas deformaciones en los materiales estructurales tienen menor importancia y, en general, contribuyen a producir distribuciones de esfuerzos más favorables. En contraste a esto, el proceso de deformación de las arcillas tiene lugar casi completamente en un largo lapso anterior a la aplicación de la carga propiamente dicha; como el resultado, es posible que el agrietamiento de una estructura pueda ocurrir años más tarde, sin que el proyectista pueda preverlo, a no ser que tenga presente en forma correcta el comportamiento de los suelos. Otra diferencia entre los materiales estructurales y los suelos estriba en el hecho de que en los primeros la deformación es principalmente resultado de un cambio de forma, sin variación de volumen, mientras que en los suelos ambos fenómenos son importantes; en algunos problemas, particularmente en el asentamiento de edificios construidos sobre arcilla, la deformación debida a cambio volumétrico en los estratos de suelo subyacente, es mucho más importante que la deformación debida a cambio de forma.

Cabe ahora un comentario adicional; ha sido, gracias sobre todo a la influencia del doctor Karl Terzaghi, por lo que la Mecánica de Suelos se ha desarrollado hasta la fecha sobre bases relativamente empíricas; al mismo tiempo se debe al mismo lustre investigador la fundamentación teórica del avance actual de esta especialidad. Hasta hoy, en ella, quizá en mayor grado que en ninguna otra parte de la Ingeniería, el laboratorio y su metodología influyen no solo en la información técnica del proyectista, sino en su filosofía íntima, de un modo preponderante.



Es obvio que esta característica que distingue a la ciencia de los suelos, es sumamente favorable en el desarrollo de sus técnicas. En mecánica de suelos el esfuerzo puramente teórico se concibe en términos de explicar la realidad observada y se trata sistemáticamente de eliminar hipótesis de valor dudoso, que ajusten matemáticamente una teoría previamente elaborada.

2.2.2 Consolidación de los suelos parcialmente saturados

El estudio de la consolidación de los suelos parcialmente saturados es muy complejo, porque la presión efectiva no viene dada por una expresión sencilla como ocurre en los suelos saturados, y porque las presiones del agua y del aire son diferentes. Sin embargo, podemos hacer algunas consideraciones sobre este fenómeno. Yoshimi y Osterberg (1963) (Jimenez j. y De Justo J. 1975). Han realizado ensayos con una arcilla limosa compactada con los siguientes límites de Atterberg:

$$W_L = 34.4$$

$$W_p = 22.3$$

$$I_p = 12.1$$

Este suelo se compactó con el compactador de Harvard y, a continuación, se le aplicó una presión estática de unos 6 kg/cm^2 , de modo que la humedad de la muestra compactada fue del 16.7%, y su densidad seca de 1.60 g/cm^3 . La humedad óptima de este suelo anda próxima al 19%.

El grado de saturación inicial era del orden del 70%, y se comprimieron las muestras hasta que el grado de saturación se hizo del orden del 97%. Se observó que durante el ensayo, no hubo prácticamente flujo de agua, aunque la presión total llegó a ser hasta de 25 kg/cm^2 . Esto nos hace pensar que la presión del agua no llegó nunca a ser atmosférica, sino que se mantuvo por debajo de ella.

Al observar los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama proceso de consolidación en terreno natural.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas de suelo puede



ocurrir solo en dirección vertical; esta es la consolidación unidireccional o unidimensional. En la consolidación unidimensional, por lo tanto, el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos.

Si eventualmente, el anterior material depositado llega a subyacer en el lugar donde se construya una estructura y se observa el comportamiento ulterior del suelo, podrá notarse que los estratos se comprimen aun mas, bajo las nuevas cargas que se les aplica. El que los desplazamientos horizontales de la arcilla sean o no esencialmente nulos, dependerá de varios factores. Si el estrato de arcilla es relativamente delgado y está confinado entre estratos de arena o grava o de materiales más rígidos, o si el estrato de arcilla, aun siendo grueso, contiene gran cantidad de capas delgadas de arena, ocurre que la deformación lateral de la arcilla se restringe tanto que puede despreciarse, en comparación de los desplazamientos verticales.

En estos casos, las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Pudiendo así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

2.2.3 Hinchamiento de suelos parcialmente saturados

En un suelo parcialmente saturado, el agua está sometida a una presión negativa. Ello hace que si este suelo se pone en contacto con agua libre se produzca un flujo de agua hacia el suelo. Este flujo, que ya hemos visto que en algunos casos puede producir colapso, en otros es motivo de un hinchamiento.

Para medir la expansividad de un suelo parcialmente saturado se recurre, en ensayos de rutina, a dos tipos de ensayo, realizados en el edómetro, llamados "hinchamiento libre" y "presión de hinchamiento".

En el ensayo de hinchamiento libre se monta la muestra en el edómetro, se pone a cero el cuadrante de medida y, a continuación, se inunda el edómetro hasta un nivel tal que el agua solo penetre en la pastilla por la piedra porosa inferior, para evitar que quede aire aprisionado en el interior de la muestra, y se mide el hinchamiento, que se expresa en tanto por ciento del espesor de la muestra, y se designa con el nombre de hinchamiento libre. En este caso, como no hay que aplicar presiones sobre la muestra, se puede colocar el cuadrante directamente



sobre el pistón de carga, con lo cual, habrá menos errores en la medida de deformaciones. En muchos casos, este ensayo se realiza bajo una carga pequeña (por ejemplo, 1 t/m^2), en cuyo caso el montaje del edómetro es el normal.

En el ensayo de presión de hinchamiento se hace todo exactamente igual, pero en lugar de medir el hinchamiento de la muestra, se añaden cargas para no permitirlo. La presión máxima que hay que añadir para que no haya hinchamiento se conoce con el nombre de presión de hinchamiento. A continuación se van quitando cargas y se miden los hinchamientos que se producen. El hinchamiento bajo carga nula en este ensayo (o bajo 1 t/m^2) es siempre inferior al hinchamiento libre (en suelos españoles suele estar comprendido entre el 35 y el 60% del hinchamiento libre).

Un suelo puede no ser expansivo por constitución. En los suelos compactados que son expansivos, el hinchamiento que experimentan al humedecerse depende enormemente de las condiciones de compactación.

La fig. 3 representa el hinchamiento libre de una serie de muestras compactadas mediante el ensayo de próctor. Vemos que a partir de una cierta humedad, del orden de + 4 % respecto de la óptima en este caso, el hinchamiento es nulo. El máximo hinchamiento libre se produce, en este caso, para una humedad del orden del - 2 % de la óptima próctor.

La Fig. 4, representa la influencia de la humedad y densidad iniciales en el hinchamiento bajo una carga de 0.7 t/m^2 . Puede verse que, excepto con densidades muy bajas, para una misma densidad seca el % de hinchamiento crece mucho al disminuir la humedad de compactación.

Vemos, pues, que cuanto más seco está un suelo, mas grande es la probabilidad de que, o bien hinche o bien colapse, al saturarlo; ocurrirá una u otra cosa según que la presión externa que se le coloque sea inferior o superior a su presión de hinchamiento.

Esta es la tendencia general, pero en suelos podríamos aplicar la famosa frase “no hay enfermedades si no enfermos”. Jiménez Salas (1963) estudio el hinchamiento de unas arcillas rojas de Fernando Poo, y al dibujar las curvas de igual hinchamiento libre encontró que eran casi paralelas al eje de las densidades, es decir, que el hinchamiento libre es casi independiente de la densidad seca y, por tanto, de la energía de compactación, y depende casi únicamente de la humedad de compactación.



Hemos de señalar que estas arcillas están formadas por caolín y haloysita. Jiménez Salas atribuye este hecho a que el hinchamiento se produce dentro de los rollos de haloysita, y no en el espacio entre partículas.

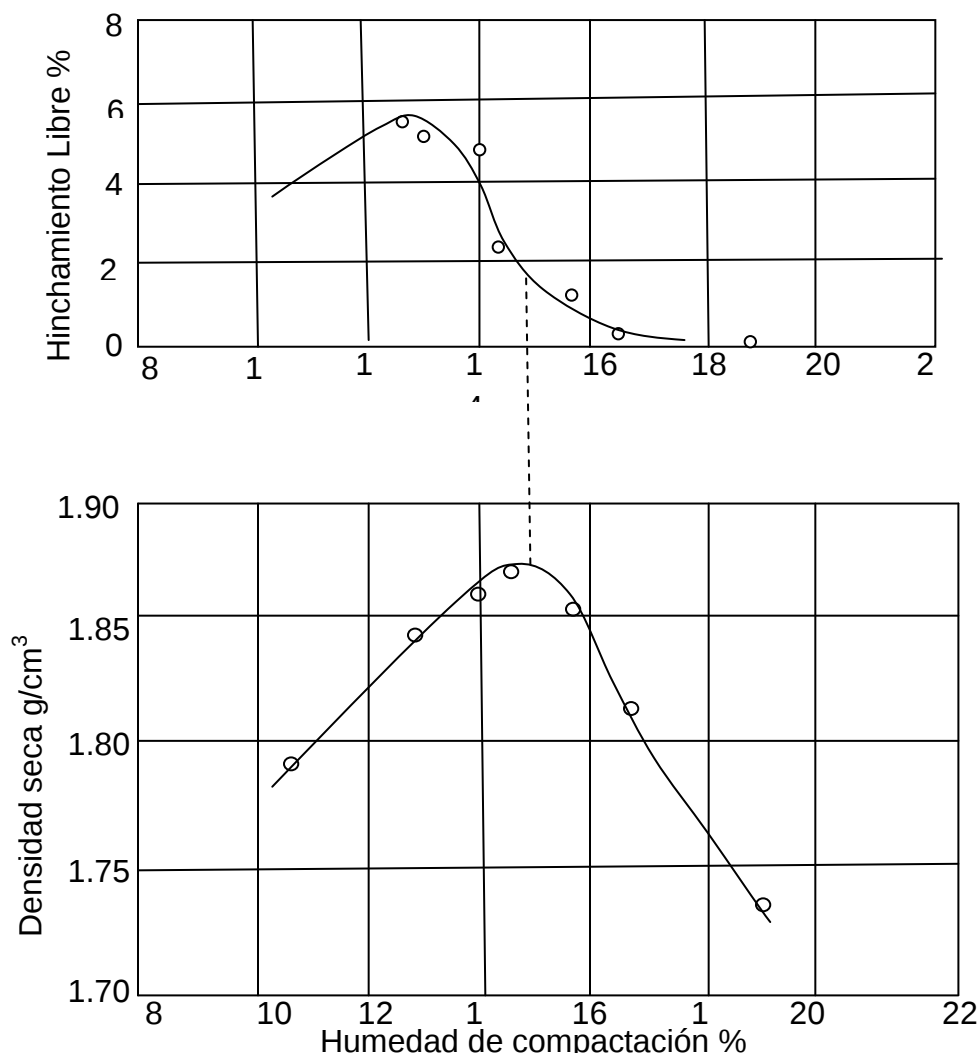


Fig. 3 Hinchamiento libre (bajo una presión de 0.7 t/m²) de una serie de muestras compactadas según el ensayo de Próctor normal. El suelo se compone de un 50 % de arena, 25 % de illita comercial y 25 % de caolín comercial (Seed et al., 1962 citado por Jiménez Salas 1975).

¿Influye también el método de compactación en el hinchamiento? Los ensayos de Seed y Chan (1959) (citado por Jimenez J. y De Justo J. 1975). Revelan que la influencia del método de compactación en muestras compactadas a la misma humedad y densidad es muy pequeña si la humedad estaba del lado seco de la óptima, pero importante si estaba del lado húmedo. Se trataba de una arcilla



arenosa. La compactación estática dio más hinchamiento que la compactación de amasado.

Un índice de plasticidad alto indica un potencial de hinchamiento alto. Seed et al. (1962) (citado por Jimenez J. y De Justo J. 1975). han hallado una correlación entre el índice de plasticidad y el hinchamiento libre (bajo una carga de 0.7 t/m²) de muestras compactadas a la humedad óptima y densidad máxima próctor. Sin embargo, el hinchamiento real que experimenta

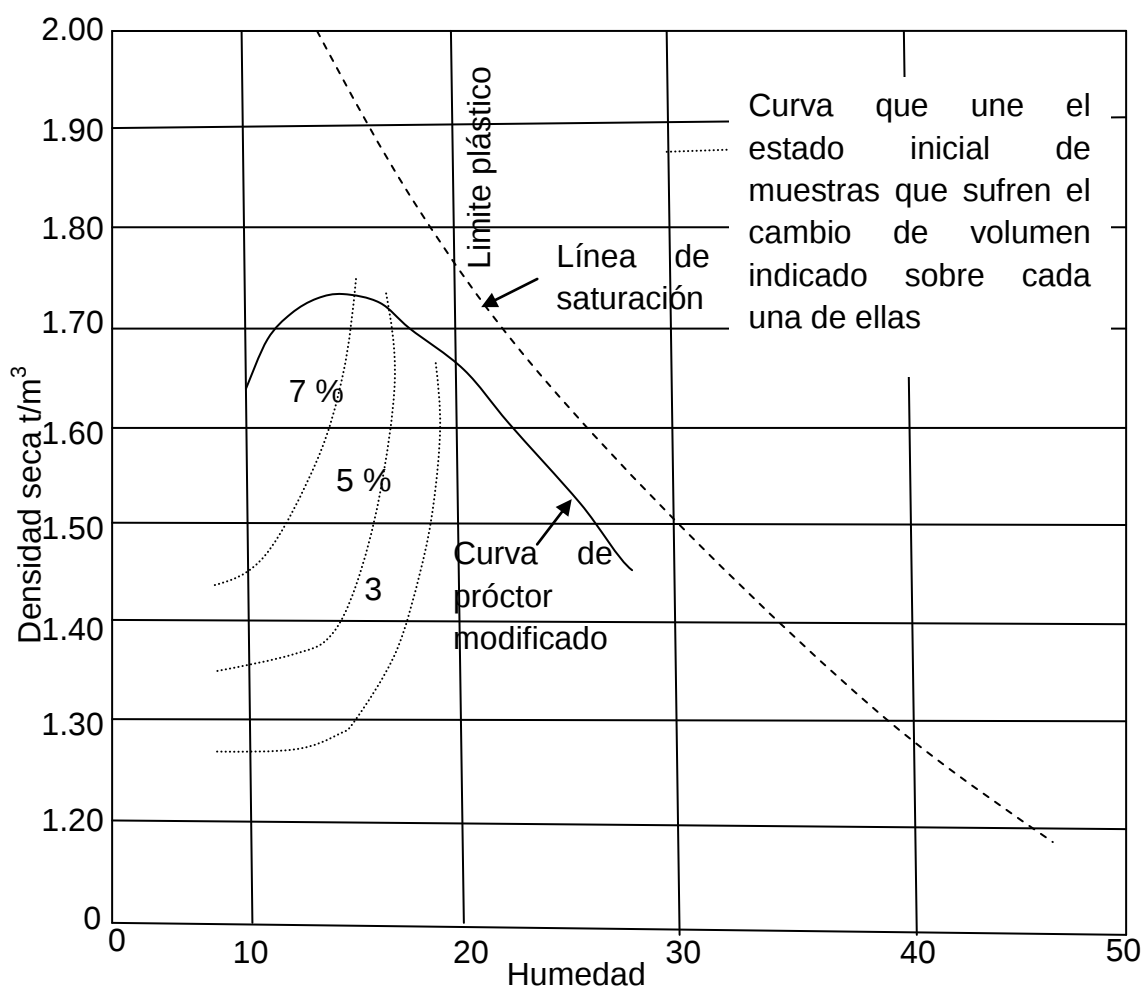


Fig. 4 Influencia de la humedad y energía de compactación en el hinchamiento, bajo una carga de 0.7 t/m², de una arcilla de Morón (Jiménez Salas, 1955)

un suelo depende, como hemos dicho, de las condiciones en que se halle: humedad (una humedad baja puede dar hinchamientos fuertes en suelos con potencial de hinchamiento alto) y densidad (lo mismo decimos respecto a una



densidad alta). En muestras inalteradas influye también la cementación, que puede hacer que el hinchamiento de una muestra inalterada sea casi nulo a pesar de tener un índice de plasticidad muy alto (tal sucede con las arcillas yesíferas duras de los terrenos atravesados por el canal Tajo-Segura).

2.2.4 Consolidación en laboratorio en suelos saturados

Desde luego es cierto que en las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos en comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidara bajo la carga de la estructura. De hecho, en la aplicación de las teorías a la práctica de la Mecánica de Suelos, se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio, y que es el mucho más lento el que tiene lugar en la naturaleza. Si este es el caso o no, no se sabe en la actualidad. Es posible que lo anterior sea uno de los factores que influyen en el hecho observado de que los asentamientos predichos son mayores que los reales.

Las pruebas realizadas en el laboratorio muestran en los análisis de resultados, las deformaciones del suelo bajo cargas constantes, obteniendo las curvas de compresibilidad para dos procesos de cargas y descargas consecutivamente.

Al cual la primera consolidación que se realizó en el laboratorio fue, el ensayo de consolidación con contenido de humedad constante, en donde no hubo cambios de succión.

En el ensayo dos, fue la consolidación de colapso, en este ensayo se realizaron cambios de succión y cargas constantes así como descargas produciendo su colapso.

El aparato de consolidación donde se realizó la muestra, consta con todos los equipos necesarios en el que este arroja los resultados de las deformaciones a la computadora, el segundo consolidómetro es de palanca que también tiene las mismas funciones similares al primero mencionado

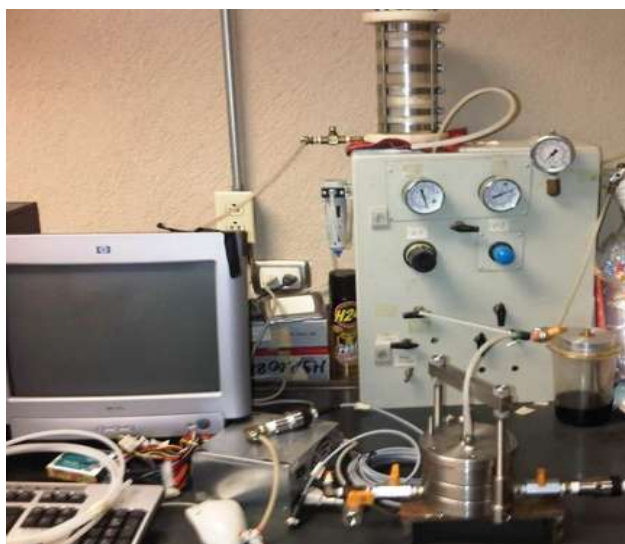


Fig. 5 Consolidómetro con reguladores sistematizado.

Existe otro aparato de consolidación llamado consolidómetro neumático “GEOTEC” esta es una modificación del aparato tradicional; el consolidómetro es del tipo de anillo flotante. El sistema de aplicación de la carga es accionado mediante presión de aire, la cual se controla con un regulador de presión constante, midiéndose directamente la carga con un anillo calibrado de la precisión y capacidad requeridas.

Desde el punto de vista de operación, el aparato neumático presenta varias ventajas sobre el tradicional; a saber, ocupa menor espacio, es más sencillo de calibrar y las calibraciones son validas durante mayor tiempo, la medición de la presión de consolidación para cada incremento se hace directamente, la sensibilidad en la medición de las cargas es alta y puede modificarse con solo cambiar el anillo calibrado, posee mayor versatilidad, pudiendo usarse en la etapa de ruptura de pruebas triaxiales drenadas.

Existen otros tipos de consolidómetros neumáticos en que las presiones se aplican con membranas o diafragmas y se miden empleando manómetros. Estos dispositivos presentan inconvenientes debidos a defectos en el funcionamiento de las membranas, baja precisión en el control de cargas aplicadas y limitación en la deformación de las muestras. Este último factor es importante en el caso de suelos muy compresibles.

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro aplastado, es decir de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta.



Fig. 6 Liga 3 Consolidometro neumático GEOTEC

Una vez que el espécimen este dentro del consolidómetro, este tiende a saturarse teniendo una muestra parcialmente saturado. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un periodo de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se toman lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tengan por abscisas los valores de los tiempos transcurridos. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado.

En rigor, la prueba de consolidación, tal como se hace en un consolidómetro, hace disminuir el volumen de la muestra por acortamiento de la altura, pero sin cambio en la sección transversal; por lo tanto, tomando en cuenta las definiciones de deformación volumétrica y desviadora, se ve que ambas ocurren; a todo nuevo volumen de la muestra le corresponde una nueva forma.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma de toda la prueba, una



vez aplicados todos los incrementos de carga; se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se anotan las correspondientes relaciones de vacíos, e , en escala natural.

Se dibuja la curva de compresibilidad, la cual sirve para determinar la carga de preconsolidación del suelo, tal como se muestra en la Fig. Siguiendo.

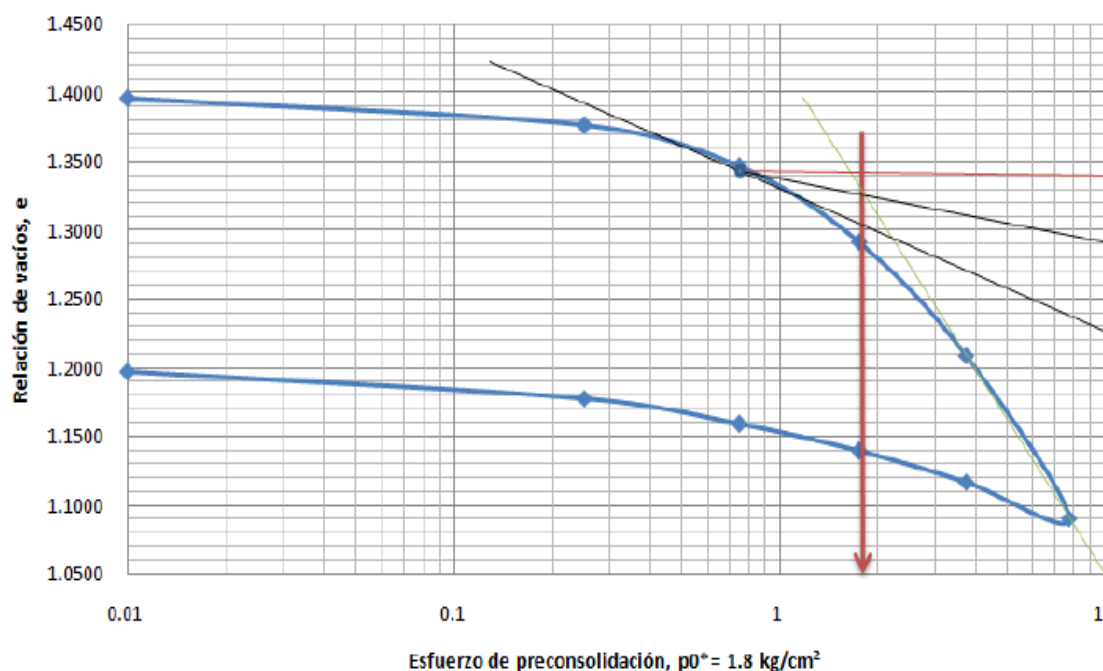


Fig. 7. Curva de consolidación, determinación grafica del índice de compresibilidad

2.3 El fenómeno de succión en suelos finos parcialmente saturados.

La problemática de los suelos plásticos parcialmente saturados es diferente a la de los suelos plásticos totalmente saturados. En estos últimos, la presión hidráulica U_w es mayor que cero cuando se encuentran bajo el nivel de agua freática (NAF). Arriba del NAF los suelos pueden estar saturados por capilaridad hasta cierta altura, dependiendo del tamaño de los poros de mayor magnitud; en estas condiciones, la presión en el agua será inferior a cero. Por encima de la zona donde el suelo está totalmente saturado, el terreno se encuentra parcialmente saturado y la presión en el agua es también negativa. La ocurrencia de presiones inferiores a cero influye de manera importante en las propiedades de los suelos.



Tomando como ejemplo un suelo plástico totalmente saturado que ha perdido humedad; durante este proceso se forman meniscos que producen esfuerzos de tensión en el agua del suelo, lo que a su vez ocasiona esfuerzos efectivos de compresión en la estructura sólida del suelo (Juárez Badillo y Rico, 1976) (citado por Deméneghi A. 2012 N.224 SMIG). Por lo tanto, en una arcilla parcialmente saturada la succión produce un incremento de la presión efectiva y proceso de contracción del material. Por el contrario, una disminución de la succión ocasionara una disminución de la presión efectiva y un aumento del volumen del suelo.

La succión total de un suelo consta de dos componentes: la succión osmótica y mátrica (Nelson y Miller, 1992) (citado por Deméneghi A. 2012 N. 224. SMIG).

2.4 Succión osmótica.

Cuando una solución de soluto se separa de un solvente puro mediante una membrana semipermeable, es decir, que permite el paso del solvente, pero no del soluto, se observa que tiende a pasar por la membrana a la solución, y de ahí a diluirlo; a este fenómeno se le denomina osmosis (Marón y Prutton, 1996) (citado por Deméneghi A. 2012, N. 224, SMIG).

La succión osmótica en una arcilla se debe a las fuerzas ejercidas sobre las moléculas de agua, como resultado de la diferencia de concentración de iones en el agua en la zona cercana a la doble capa eléctrica. En efecto, cerca de la partícula existe una mayor concentración de iones por la atracción de la carga negativa de una partícula sobre los cationes del agua, mientras que lejos de esta región la atracción disminuye y con ello la concentración de iones. Esta diferencia de concentración produce un fenómeno de flujo de agua hacia la región de mayor concentración de iones, que tiene como consecuencia la aparición de la succión osmótica en el agua del suelo. En la figura 8, se ilustra este fenómeno (Mitchell, 1993) (citado por Deméneghi A. 2012. N. 224, SMIG).

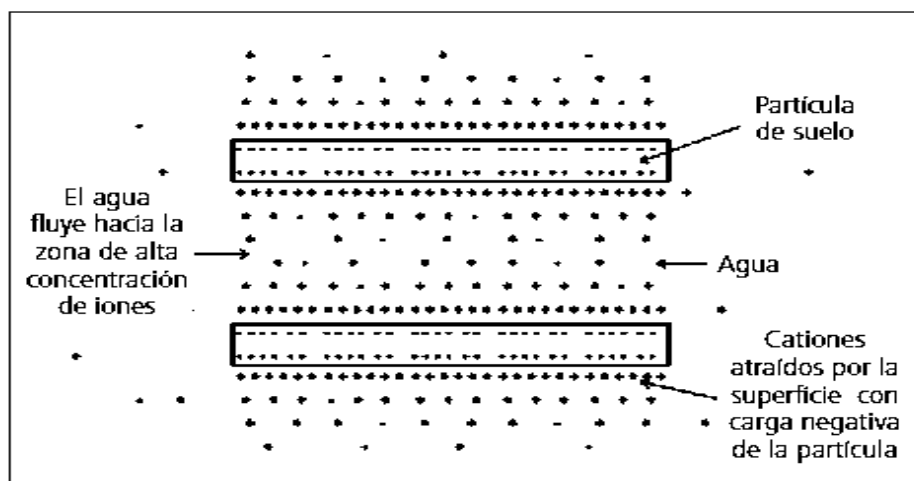


Fig. 8 El fenómeno osmótico en el agua del suelo (Mitchell, 1993. Citado por Deméneghi A. 2012, N. 224 SMIG.)

2.5 Succión mátrica.

La succión mátrica se debe a que, en un suelo parcialmente saturado, se forman meniscos dentro de la matriz del suelo.

Existen varios procedimientos para medir la succión en el campo o el laboratorio. Entre ellos se encuentran los tensiómetros, el método de traslación de ejes, los psicrómetros, los sensores del potencial termal mátrico y el papel filtro (Nelson y Miller, 1992). Véanse además Fredlund y Rahardjo (1993), Jiménez Salas (1990) y Alonso et al. (2008) (citado por Deméneghi A. 2012, N.224. SMIG).

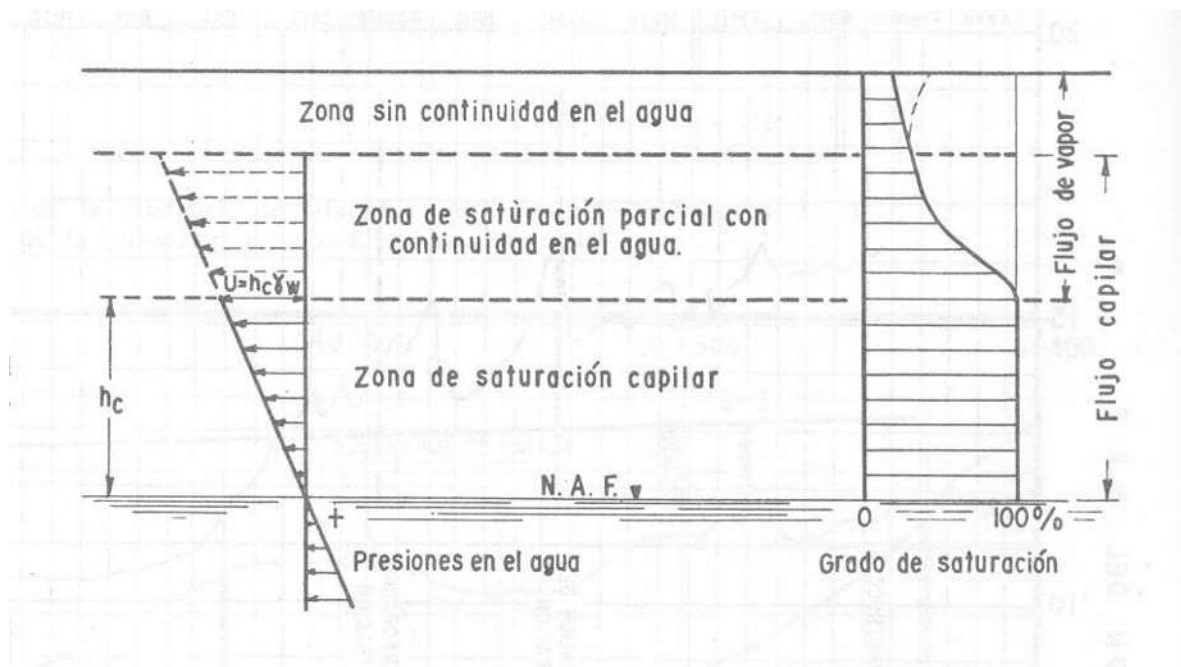


Fig. 9 Condición de equilibrio del agua sobre el N. A. F (Rico y Del Castillo, 1995)

La succión en suelos no saturados está compuesta por la succión matricial (S_m) y la succión osmótica (S_{osm}) y la suma de ambos componentes se denomina succión total (S_t). En ese contexto, la magnitud de la succión total corresponde al trabajo total de las fuerzas de capilaridad, absorción y osmosis. La succión total, se representa en unidades de presión y puede ser expresa:

$$S_t = S_m + S_{osm}$$

La succión total, se define como la presión manométrica negativa, relativa a la presión externa de gas sobre el agua del suelo, que deberá ser aplicada a un reservorio de agua pura (a la misma cota y temperatura) de tal forma que se mantenga en equilibrio, a través de una membrana semipermeable (permite el flujo del agua y no de solutos), entre el agua de reservorio y el agua del suelo. La fig. 10, ilustra los conceptos de succiones matricial, osmótica y total.



Fig. 10 Representación de los conceptos de succiones matricial, osmótica y total. (Alfaro 2008)

La succión matricial (S_m) es igual a la total cuando el agua del suelo es idéntica al agua padrón (agua pura o solución con la misma composición del agua del suelo), quedando apenas el efecto de la matriz del suelo (capilaridad y adsorción). Los efectos matriciales provienen de las presiones desarrolladas por el menisco capilar y adsorción del agua debido a fuerzas ejercidas por las superficies de las partículas. Estas son cuantificadas de forma global debido a la dificultad de discriminarlas (Jiménez Salas, 1993) (citado por Alfaro M. A. 2008)

La interface aire-agua generada por los efectos capilares en el menisco que se forma entre las partículas de suelo adyacentes puede ser representada por el llamado modelo capilar mostrado en la fig. 11, (Buckingham, 1907) (citado por Alfaro M. A. 2008).

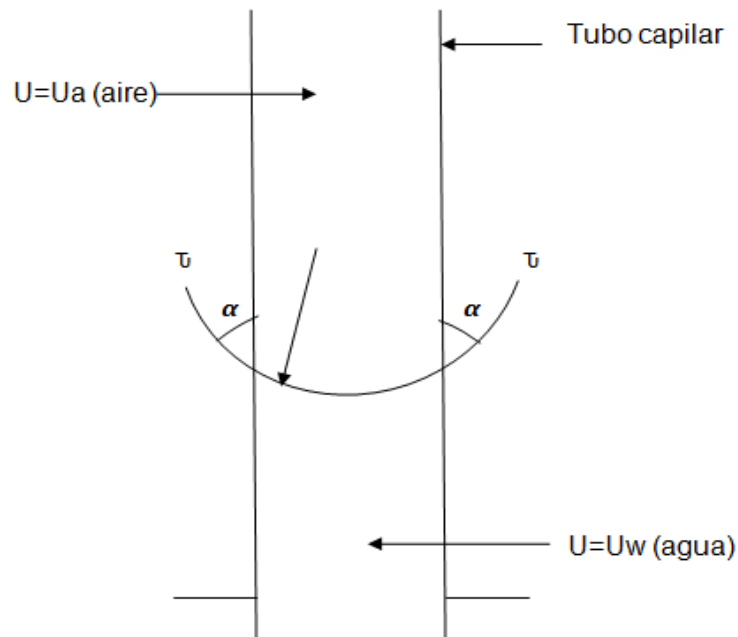


Fig. 11 Modelo capilar para análisis de la succión matricial (Buckingham, 1907) (citado por Alfaro 2008).

A través del equilibrio de fuerzas en la interface aire-agua se observa que la fuerza ejercida por el aire es igual a las contrarias ejercidas por el agua y que puede ser representada como:

$$(U_a - U_w) = \frac{2 \cdot \delta s}{r}$$

Donde:

r = radio de menisco [L];

δs = tensión superficial del agua [M^T].

Cuando en $(U_a - U_w)$ la presión del aire (U_a) corresponde a la atmosférica, la presión existente en las moléculas del agua es proporcional a la tensión superficial y al radio del capilar.

La tensión superficial (S_s) es originada por la interacción de las fuerzas intermoleculares producidas en las zonas de contacto entre las partículas del suelo, agua y aire, siendo esta responsable por la concavidad de la interface aire-agua y de la ascensión de la columna de agua en el tubo capilar. El valor de tensión superficial es una característica del líquido y su valor depende de la temperatura,



disminuyendo en la medida que la temperatura aumenta. El valor de tensión superficial del agua a 20 °C es de 0.07275 N /m. (Libardi, 1995) (citado por Alfaro 2008).

La succión osmótica (S_{osm}), es igual a la succión total cuando el suelo se encuentra saturado, quiere decir, cuando la componente matricial no ocurre, actuando solo el efecto de la concentración de los solutos. En la Fig. 8, el agua pura está en contacto con el suelo (con mayor concentración de solutos) a través de una membrana semipermeable que es permeable para las moléculas de agua y no para los solutos.

La mayor concentración del agua del suelo causa una atracción de las moléculas de agua pura y consecuentemente un flujo de estas a través de la membrana semipermeable.

El equilibrio es alcanzado cuando la presión hidrostática es suficiente para equilibrar las fuerzas osmóticas que producen el flujo de las moléculas del agua pura para el agua del suelo.

La importancia de la succión osmótica en mecánica de suelos parece estar más relacionada con los suelos dispersivos o expansivos, aunque se admita que el valor de la succión total corresponde casi integralmente al valor de succión matricial (Fredlund y Rahardjo, 1993) (citado por Alfaro 2008). Consecuentemente, en la práctica es usual considerar a la succión del suelo como la succión matricial.

2.6 Deformabilidad.

Un suelo parcialmente saturado experimenta compresiones debidas a los incrementos de esfuerzo por carga externa y deformación provocadas por una variación en su grado de saturación. El movimiento final del terreno será la suma algebraica de los valores de las dos categorías de deformaciones mencionadas.

La deformación de un suelo saturado depende de las presiones efectivas. En un suelo parcialmente saturado existen dos fases en los poros, la líquida y la gaseosa, cada una con una presión distinta. Bishop (1959) propuso una fórmula como equivalente, en suelos parcialmente saturados, a la ley de Terzaghi:

$$\sigma' = (\sigma - U_a) + x(U_a - U_w) \quad (1)$$

En donde x es un parámetro que depende del grado de saturación, tipo de suelo y efectos de histéresis según las trayectorias que haya seguido el suelo para llegar al estado actual, no tan solo de esfuerzos, sino de grado de humedad.

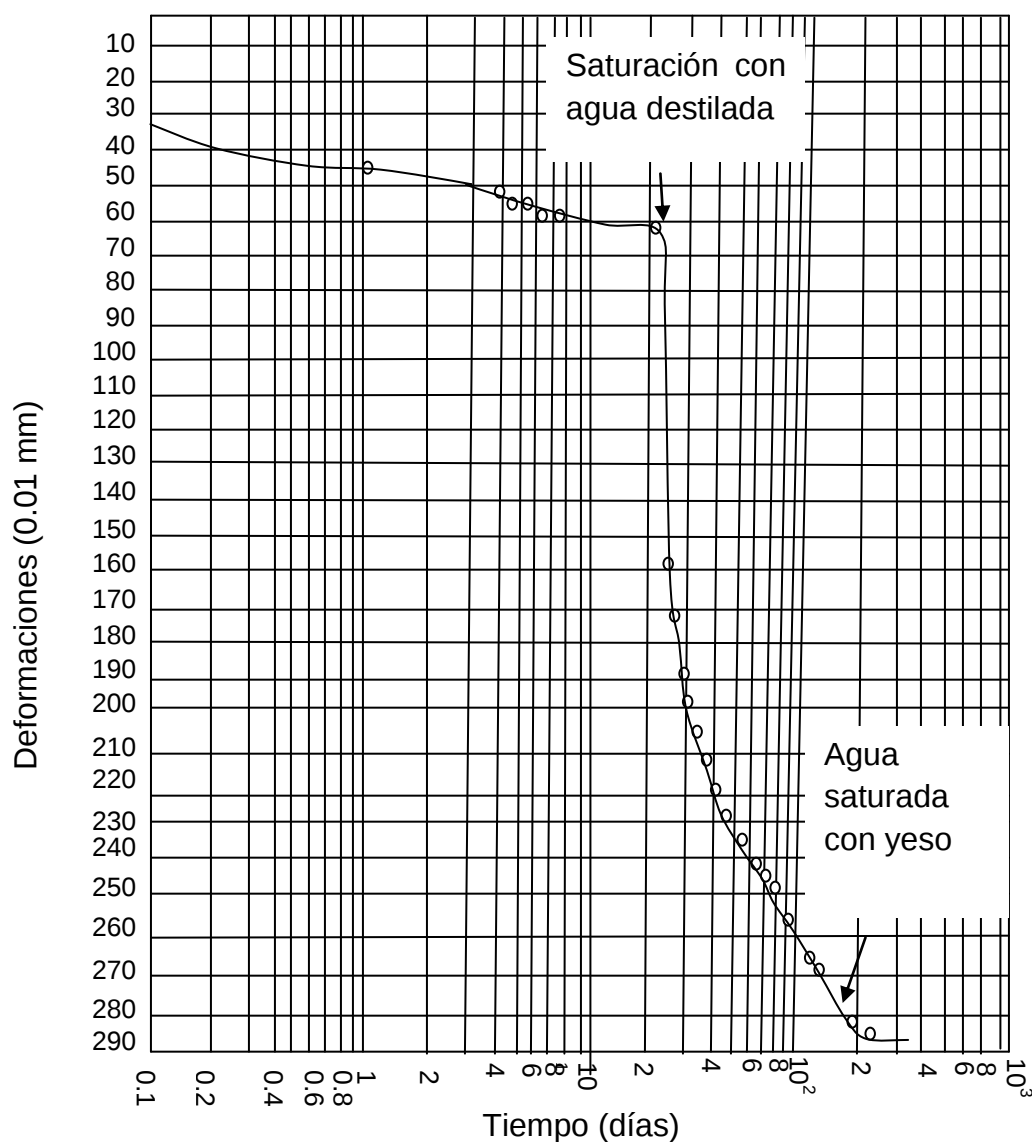


Fig. 12 Ensayo de colapso. Limo yesífero de los terrenos atravesados por la autopista zaragosa-alfajarin. Ensayo realizado por c. Faraco. (Citado por Jiménez salas, 1975).

La fórmula (1) ya no tiene, por lo tanto, el mismo grado de valor prácticamente absoluto de la de Terzaghi, ya que depende de un parámetro esencialmente variable, pero además sería preciso demostrar dos cosas:

- Que variante de cualquier manera $(U_a - U_w)$ por un lado, y $(\sigma - U_c)$ por otro, de modo que el valor calculado por (1) permanezca constante, no se produce un cambio en el suelo.



- b) Que el comportamiento del suelo, en todos los aspectos que consideramos, depende solamente de la presión así calculada, que solo así podría recibir el nombre de efectividad.

La ley de Terzaghi nos dice que, tanto las deformaciones como la resistencia de un suelo depende de una presión calculada de una cierta manera, que, puesto que es la que produce ese efecto, recibe el nombre de “efectiva”. Pero habría que demostrar, igualmente, que en el caso de los suelos semisaturados hay un valor único de una presión, definida o calculada de una cierta forma, que condiciona a la vez deformaciones y resistencia.

Jennings y Burland (1962) y Matyas (1963) citados por Jiménez Salas 1975, pusieron de manifiesto las discrepancias de la realidad con esta hipótesis, y Bishop y Blight (1963) reexaminaron el asunto críticamente. De todo ello resulta que, en primer lugar, la variación constante del coeficiente X no permite que la formula (1) tenga mucho sentido real. En segundo lugar, parece que habría que tomar dos valores distintos de X uno para la resistencia y otro para la deformación. La variación del valor de X para la resistencia es menor y más regular, por lo que se deduce que la formula (1) es más adecuada para tratar los problemas de rotura.

En la deformación, en cambio, la variación de X es grande, e incluso se encuentran valores negativos, produciéndose disminuciones de volumen del suelo al disminuir ($U_a - U_w$) lo cual corresponde a un fenómeno de colapso.

Según Newland (1965) (citado por Jimenez J. y de Justo J. 1975). Estas anomalías corresponden a la existencia de dos partes de distinta naturaleza en la presión que llamamos efectiva en los suelos semisaturados. Una de ellas actúa de modo diferente a lo que hemos estudiado en los saturados: se trata de fuerzas que aparecen en los meniscos situados en los mismos contactos entre partículas y actúan normalmente al plano tangente a las mismas. Se trata de Esfuerzos efectivos endógenos. Estos aumentan la resistencia a la separación o al deslizamiento del contacto, y en cambio no producen ninguna tendencia a deslizamientos o reordenaciones de las partículas, como la producen los demás esfuerzos efectivos, que son exógenas.

De esta manera se pueden explicar dos hechos: el primero, el del colapso. Los esfuerzos efectivos endógenos refuerzan mucho la estructura del suelo: si las disminuimos e incluso aumentamos el sumando exógeno, pretendiendo conservar la tensión efectiva según la expresión (1), se producirán reordenaciones de partículas y colapso.



El segundo hecho es el del aumento de volumen (pequeño) de algún suelo al secarse. Al retirarse el agua, de ocupar una parte importante de los poros, a unos meniscos localizados en los contactos, puede haber un cierto esponjamiento de la estructura.

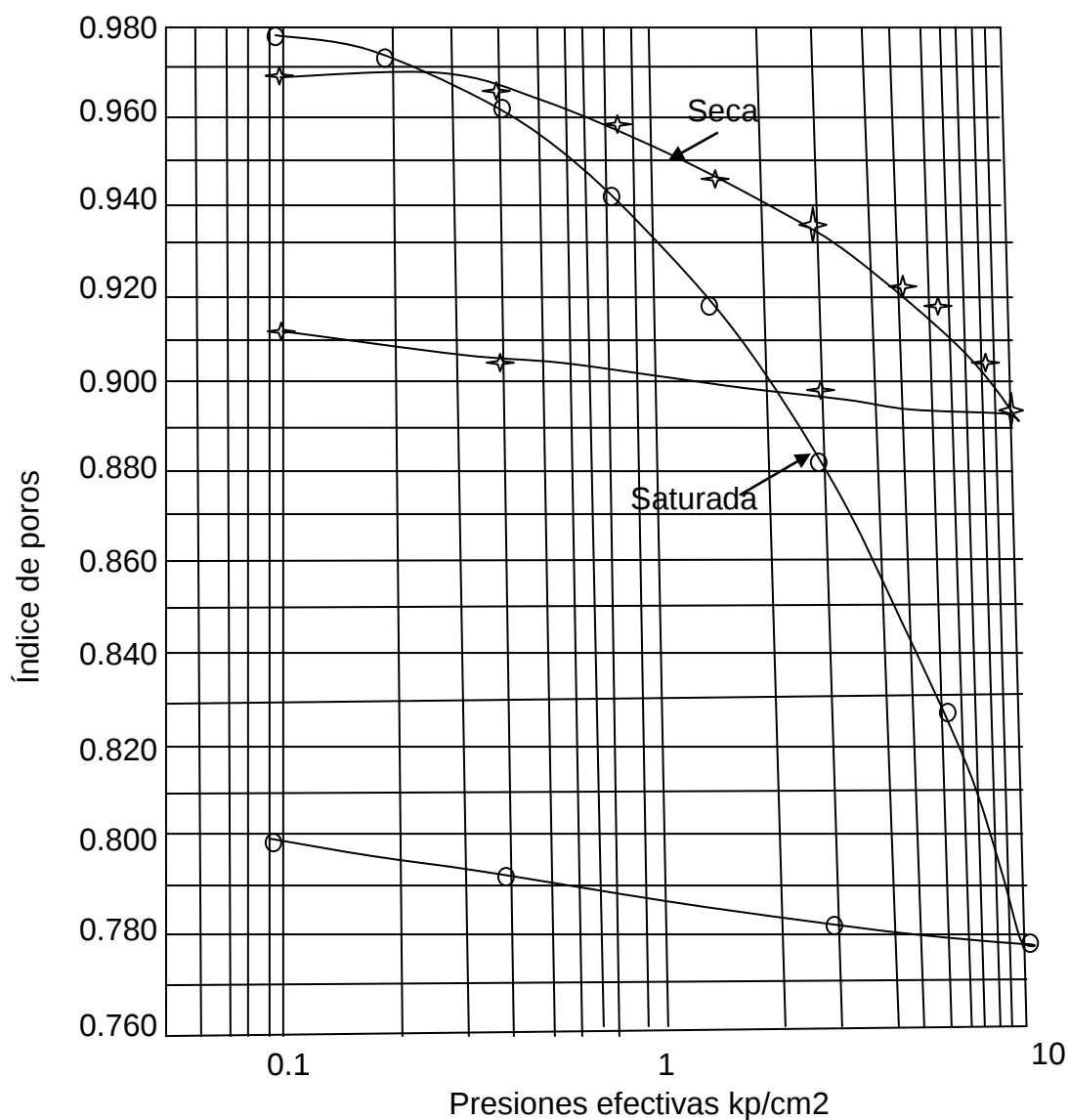


Fig. 13 Curvas edométricas de una arena gruesa, conchífera, bien graduada, de el Ferrol, correspondientes a dos estados de humedad. (Jiménez Salas, y de Alpañes J. 1975)



Matyas y Radhakrishna (1968) (citado por Jimenez J. y de Alpañes J. 1975) concluyen, ante estos hechos, que es necesario encarar el problema como conteniendo tres variables que pueden ser el índice de poros e , $(\sigma - U_a)$ y la succión $(U_a - U_w)$. Experimentalmente hallan la superficie que expresa la función que las liga, y demuestran también que esta superficie es única y, dentro de determinadas condiciones, permanente para un suelo particular.

Estas condiciones son primordialmente que la variación de volumen se produzca solo en un sentido, sin lo cual aparecerán fenómenos de histéresis.

La fig. 14 representa una función equivalente, pero referida, en lugar del índice de poros, el grado de saturación S_r .

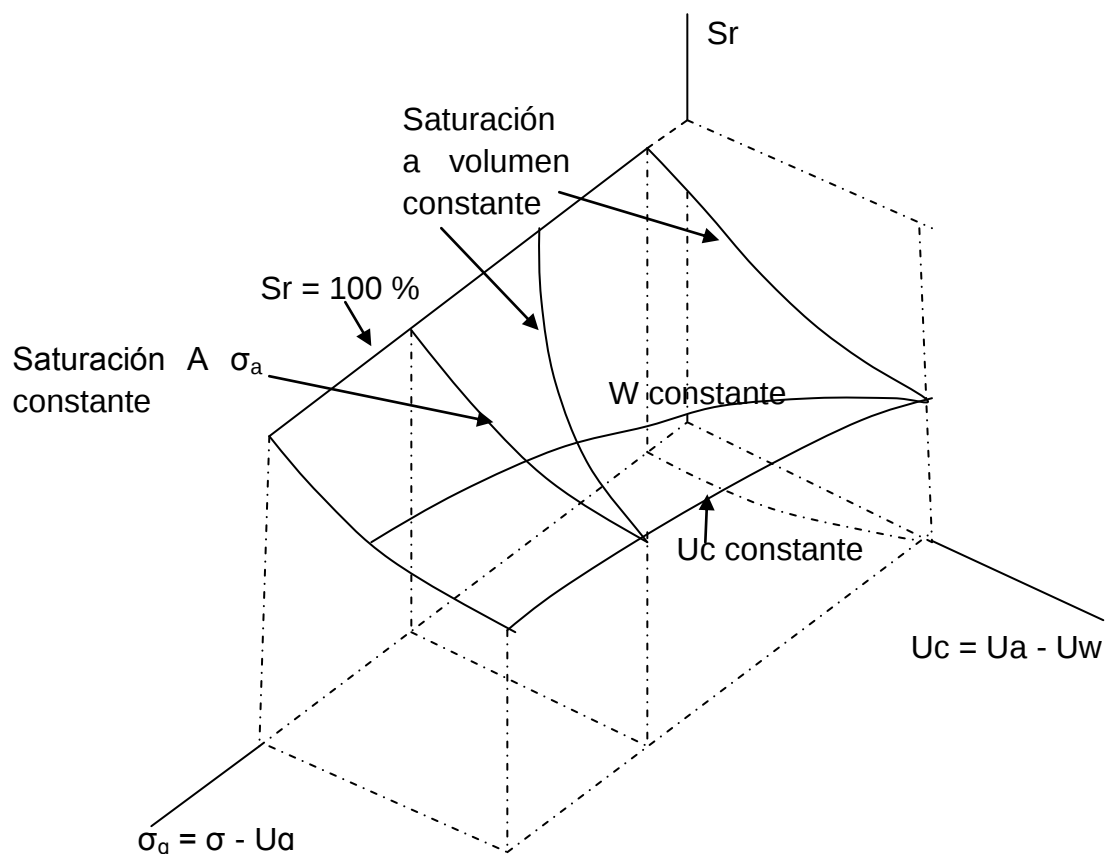


Fig. 14 Representación de la función que liga σ_a , U_c y S_r , según Matyas y Radakrishna, 1968. Citado por Jiménez Salas, 1975.



2.7 Arcillas expansivas.

En arcillas expansivas hay que considerar además la variación de volumen del suelo debida a un cambio en su humedad. Obtengamos la ecuación constitutiva correspondiente.

En suelos plásticos, las moléculas de agua se introducen dentro de los granos sólidos, lo que resulta en un incremento de volumen de las partículas del suelo (Alonso et al., 2008). Además, cuando la succión disminuye, el espesor de la doble capa eléctrica que rodea las partículas aumenta, debido a que las moléculas de agua se adsorben en la superficie del grano arcilloso por la carga eléctrica negativa de dicha superficie. A causa de estos dos fenómenos, el suelo cambia de volumen cuando varía la succión.

3 Comportamiento de suelos no saturados.

3.1.1 Introducción.

Durante muchos años los estudios de la mecánica de los 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) (citado por Barrera M. 2004). 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 aplicar 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. También por el descubrimiento de la ley de esfuerzos efectivas de Terzaghi, que permite explicar de una forma sencilla el comportamiento de los suelos saturados. Sin embargo, existen muchas condiciones en las que no se alcanza la saturación. Es más, los suelos parcialmente saturados son los más frecuentes en muchas regiones áridas y semiáridas. Gran parte de los comportamientos que experimenta un suelo parcialmente saturado están relacionados con la deformación volumétrica. Por este motivo, sobre todo también asociado a las características de los suelos compactados, es por el que se han desarrollado fórmulas y modelos que tratan de explicar esta faceta del comportamiento.



Por otra parte hay una gran diversidad de suelos parcialmente saturados, muchos de ellos con características o comportamientos particulares, como arcillas expansivas muy plásticas (con expansión y retracción en ciclos de mojado y secado), depósitos aluviales (suelos colapsables cuando presentan una estructura abierta), coluviales y eólicos, suelos compactados, etc. Muchos de estos problemas se han tratado de resolver y estudiar por separado como un problema especial, tal y como señalan Alonso et al. (1987) (citado por Barrera M. 2004) Sin embargo, los mismos autores, proponen un estudio global de dichos suelos desde la perspectiva del comportamiento controlado por la succión, como nexo de unión entre los suelos parcialmente saturados.

3.2 Reseña histórica de la mecánica de los suelos no saturados.

La evolución de la mecánica de los suelos no saturados puede dividirse en tres periodos. En el primer periodo, antes de 1965, muchas de las investigaciones llevadas a cabo en los suelos no saturados fueron para investigar la validez del concepto de los esfuerzos efectivos para los suelos no saturados (por ejemplo, Bishop, 1959, y Aitchison, 1960). Durante este periodo el concepto de los esfuerzos efectivos se modificó con la finalidad de analizar el comportamiento de los suelos no saturados.

En el segundo periodo, de 1965 a 1987, buena parte de las investigaciones fue con la finalidad de investigar la posibilidad de usar dos variables de estado de esfuerzo en lugar de una (por ejemplo, Matyas y Radhakrishna, 1968, y Fredlund, 1979). El “esfuerzo neto” (esfuerzo total, menos presión de aire de poros), y “succión” (presión de aire de poros, menos presión de agua de poros) se trataron como las dos variables de estado de esfuerzo. Durante este periodo se desarrollaron estructuras independientes para modelar comportamientos en el cambio de volumen y de corte en los suelos no saturados en términos de las dos variables de estado de esfuerzo. Sin embargo, el comportamiento del cambio de volumen y de corte se trato por separado.

En el tercer periodo, desde 1987, varios investigadores han trabajado en el comportamiento de los suelos no saturados en términos del concepto del estado crítico, y trataron de investigar el límite elástico de los suelos no saturados cuando el suelo es sometido a un ciclo de carga y descarga (Alonso, et al 1990). Hasta entonces, el comportamiento del cambio de volumen y de corte de los suelos no saturados se había tratado separadamente. En investigaciones recientes se comienza a enlazar el comportamiento del cambio de volumen y la resistencia al corte de los suelos no saturados desarrollándose modelos elastoplásticos.



Asimismo, ha surgido una evolución en los aparatos de laboratorio que permite medir en forma más precisa tales comportamientos.

3.3 El suelo no saturado. Generalidades.

3.3.1 Origen.

Teniendo en cuenta su origen, los suelos parcialmente saturados pueden ser naturales o artificiales. Respecto a los primeros se ha descrito en la bibliografía una gran variedad de ejemplos tanto en suelos sedimentarios (eólicos, aluviales, coluviales, etc.), como en suelos residuales lateríticos y saprolíticos.

Gran parte de los suelos sedimentario se han depositado en ambientes acuosos, quedando inicialmente saturados y posteriormente desecados debido a las circunstancias ambientales. Estos suelos abundan en lugares de clima árido y semi-árido, en que las atenciones son muy marcadas con periodos secos prolongados. Según diversos autores, estos lugares ocupan cerca del 30% de la superficie de la tierra. Respecto a los suelos residuales, su formación se asocia a los agentes de meteorización y el tipo de roca matriz. Los suelos tropicales lateríticos y saprolíticos, frecuentemente se encuentran en estado no saturado, debido a sus características de alta permeabilidad y las condiciones climáticas en las cuales se encuentran (Vaughan, 1985) (citado por Barrera M. 2004) Estos suelos son originados por la intensa y profunda descomposición de la roca matriz, bajo condiciones climáticas y biológicas que prevalecen en los trópicos. Por otra parte, dentro de los suelos artificiales se encuentran los suelos compactados, extensamente utilizados en obras de tierra (presas, terraplenes, etc.), que debido a su naturaleza son suelos no saturados. Según Barden (1965) (citado por Barrera M. 2004) es razonable aceptar ciertas similitudes de comportamiento entre los suelos compactados y los suelos naturales desecados.

Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo no saturado se relacionan con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser tanto positivas, en cuyo caso se produce un colapso, como negativas, en cuyo caso se produce una expansión. Según Aitchison (1973) (citado por Barrera M. 2004), tanto el colapso como la expansión pueden ser considerados como procesos de inestabilidad estructural, debido a que inducen discontinuidades en el comportamiento deformacional del suelo al variar las condiciones ambientales (ejemplo, cambios de humedad), sin modificación del estado de esfuerzo exterior. Teniendo en cuenta la importancia de estos suelos para comprender el comportamiento de los suelos parcialmente saturados, se presentan a continuación algunos aspectos referentes a su origen.



Respecto a los suelos identificados con estructura potencialmente colapsable, estos tienen origen bastante variable. Aunque los más extendidos son los de origen eólico (loes y arena eólica) se han observado colapsos en suelos aluviales, coluviales, residuales o en rellenos compactados (Dudley, 1970) (citado por Barrera M. 2004). La sensibilidad al colapso es graduada según el tipo de depósito, de tal forma que los suelos de origen eólico son, en general más propensos al colapso que los aluviales. Sin embargo, Aitchison (1973) (citado por Barrera M. 2004) indica que dependiendo del lugar pueden existir importantes variaciones. De forma general se observa que el origen de un suelo es de poca ayuda para conocer su potencialidad en colapsar. Aitchison (1973) (citado por Barrera M. 2004) indica lo inadecuado en definir un suelo como colapsable, sin que antes se haya definido una estructura que a su vez depende de la porosimetría, del grado de saturación y del estado de esfuerzo a que este sometido.

En cuanto a los suelos potencialmente expansivos, hay que relacionar su origen a la presencia de partículas arcillosas que puedan provocar esta expansión. Habitualmente se consideran tres minerales arcillosos: montmorillonita, illita y caolinita; que por su abundancia respecto a otros se les considera como básicos para efecto de estudiar este fenómeno. Según Schreiner (1987) (citado por Barrera M. 2004), la fuente de estos minerales es una amplia gama de rocas ígneas básicas incluyendo rocas volcánicas y lavas en las que las más frecuentes son los basaltos, si bien en algún caso ha sido el granito. La montmorillonita necesita un medio alcalino como factor imprescindible, y se genera habitualmente en zonas áridas con poco drenaje y en consecuencia con alta concentración de cationes y minerales. La caolinita se produce con pH más bajo, y en las zonas más drenadas y con menores concentraciones de cationes. Por esta razón la montmorillonita abunda en valles y zonas deprimidas, y la caolinita en lugares con mayores pendientes. La illita, por su parte, precisa para su formación un pH ligeramente alcalino.

3.4 Fases componentes de un suelo no saturado.

El suelo parcialmente saturado es un sistema trifásico compuesto por sólidos, líquidos y gases. Las relaciones entre estas fases y los componentes del suelo, según Yoshimi y Osterberg (1963) (citado por Barrera M. 2004), presentadas en la Fig. 15. Contrariamente a lo ya expuesto, Fredlund y Morgenstern (1977) (citado por Barrera M. 2004) han propuesto una cuarta fase, considerando a la interface entre el aire libre y el agua libre como una fase independiente. Aducen que esta interface, formada por una película de escasas moléculas de espesor, tiene



propiedades distintas a las del agua y el aire a las que separa. En su análisis de esfuerzo, dichos autores consideran que dos de las fases se equilibran bajo las presiones aplicadas (partículas sólidas y “membrana contráctil”), y las otras dos fases fluyen bajo las presiones aplicadas (aire y agua). Por otro lado, en las relaciones peso-volumen se considera el suelo como un sistema trifásico, incluyendo el peso de la membrana como parte del peso del agua y no considerando su volumen. En esta investigación se consideró al suelo como un sistema trifásico compuesto por un esqueleto sólido, con poros rellenos de agua y aire, sin tener en cuenta la influencia de la membrana “contráctil” de forma independiente. El conocimiento de las interacciones entre las tres fases del sistema constituye el punto básico para entender el comportamiento del suelo no saturado. A continuación se comentará brevemente algunos aspectos básicos de cada una de las fases constitutivas.

3.4.1 Fase sólida

Está integrada básicamente por partículas sólidas de distintos tamaños. Las propiedades más importantes de dichas partículas son:

- Tamaño
 - ❖ Fracción gruesa
 - ❖ Fracción fina
- Forma
- Textura
- Composición química
 - ❖ Cargas eléctricas
 - ❖ Capacidad de cambio catiónico

Estas propiedades son, en gran medida, responsables de muchos de los comportamientos característicos de un suelo. Las partículas se disponen formando arreglos geométricos, conocidos como estructura del suelo. Esta es determinante en la respuesta del suelo especialmente en los no saturados, ya que influyen en el estado de esfuerzo que se desarrolla en los contactos entre partículas, el aire y el agua, y controla la componente capilar de la succión (Alonso, et al, 1987) (citado por Barrera M. 2004).

3.4.2 Fase líquida

Se compone fundamentalmente del agua y de las sales disueltas en ella. De una forma clásica ha sido clasificada en tres tipos:

- Agua adsorbida en la partícula, o como parte de la capa doble difusa, que no puede ser separada por acciones hidrodinámicas



- Agua capilar, que permanece en el suelo por acción de las fuerzas capilares, y puede moverse por la acción de estas
- Agua gravitacional, aquella que puede perder el suelo en condiciones de drenaje libre por gravedad

Desde el punto de vista hidrodinámico el agua capilar y la gravitacional forman una sola unidad, que puede denominarse agua libre.

3.4.3 Fase gaseosa

Está formada básicamente por aire y vapor de agua. Según varios autores, la forma en la que se encuentra el aire en el suelo, se relaciona con la humedad o el grado de saturación del mismo. Hilf (1956) (citado por Barrera M. 2004), citado por Gili (1988) (citado por Barrera M. 2004), considera que las burbujas solo puede existir si el agua que ocupa los poros del suelo esta satura de aire. Según Vaughan (1985) (citado por Barrera M. 2004), el aire presente en el suelo tiene tendencia a agruparse ocupando completamente determinados poros en lugar de permanecer en forma de burbujas aisladas. El aire que se disuelve es por la ley de Henry y se difunde a los poros cerrados con menor presión, por lo que cuando el sistema alcanza el equilibrio todas las bolsas de aire quedan con la misma presión. Cuando el grado de saturación del suelo es bajo, el aire puede ocupar sus canalículos que pueden estar comunicados entre sí y con el exterior. Desde un punto de vista geotécnico el aire se considera compresible, en contraposición con el agua que siempre se la califica de incompresible. Aunque el aire no sea un gas perfecto, se le atribuye un comportamiento que sigue la Ley de los Gases Perfectos para el intervalo de presiones y temperaturas usuales en el suelo.

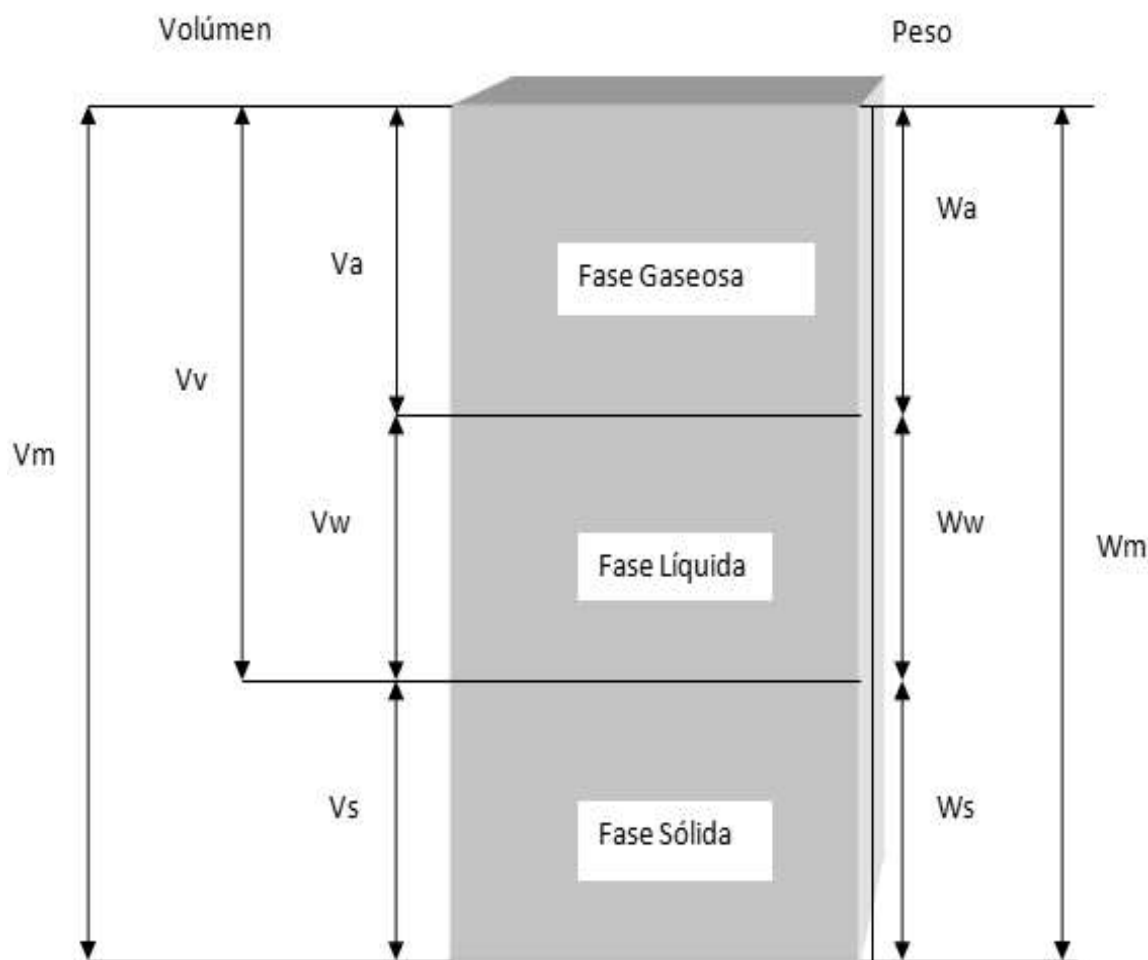


Fig. 15 Modelo o las fases de un suelo no saturado.

3.5 Clasificación de los suelos no saturados

La estructura de un suelo no saturado depende del proceso por el cual el suelo ha llegado a ser no saturado (por ejemplo, secado de un suelo natural o compactación de rellenos). La estructura tiene una influencia considerable en el comportamiento del suelo no saturado. Por esta razón, los suelos no saturados, generados por diferentes procesos tienden a presentar diferentes formas de comportamiento mecánico. En suelos formados por un proceso dado, la estructura suele variar considerablemente, en particular en rellenos de arcillas compactadas. La estructura de un relleno de arcilla compactada no saturada cambia drásticamente con el método de compactación, el grado de compactación, y el contenido de agua.



Wroth y Houlsby (1985) (citado por Barrera M. 2004) propusieron tres tipos diferentes de suelos no saturados, tomando como base la continuidad del fluido de fases.

1. Fase de aire discontinua, y la fase de agua continua (fig. 16a). este tipo de estructura se encuentra en los suelos no saturados que tienen un alto de saturación. En estos suelos el aire se encuentra en forma de burbujas discretas. Situación que ocurre probablemente en una zona de transición estrecha en suelos naturales, sobre la zona saturada y bajo una zona con bajo grado de saturación.
2. Fases continuas de aire y agua (fig. 16b). este tipo de suelo no saturado se encuentra en suelos con un grado intermedio de saturación. El intervalo de grado de saturación se presenta: a) en una zona de transición en un depósito de suelo natural; b) en rellenos compactados de granos finos (limo y arcillas).
3. Fase de aire continua, y fase de agua discontinua (16c). Este tipo de suelo no saturado se encuentra en suelos no saturados con bajos grados de saturación. Esto se presenta: a) en suelos naturales cercanos a la superficie, y b) en algunos rellenos compactados, por ejemplo, escolleras y pedraplenes.

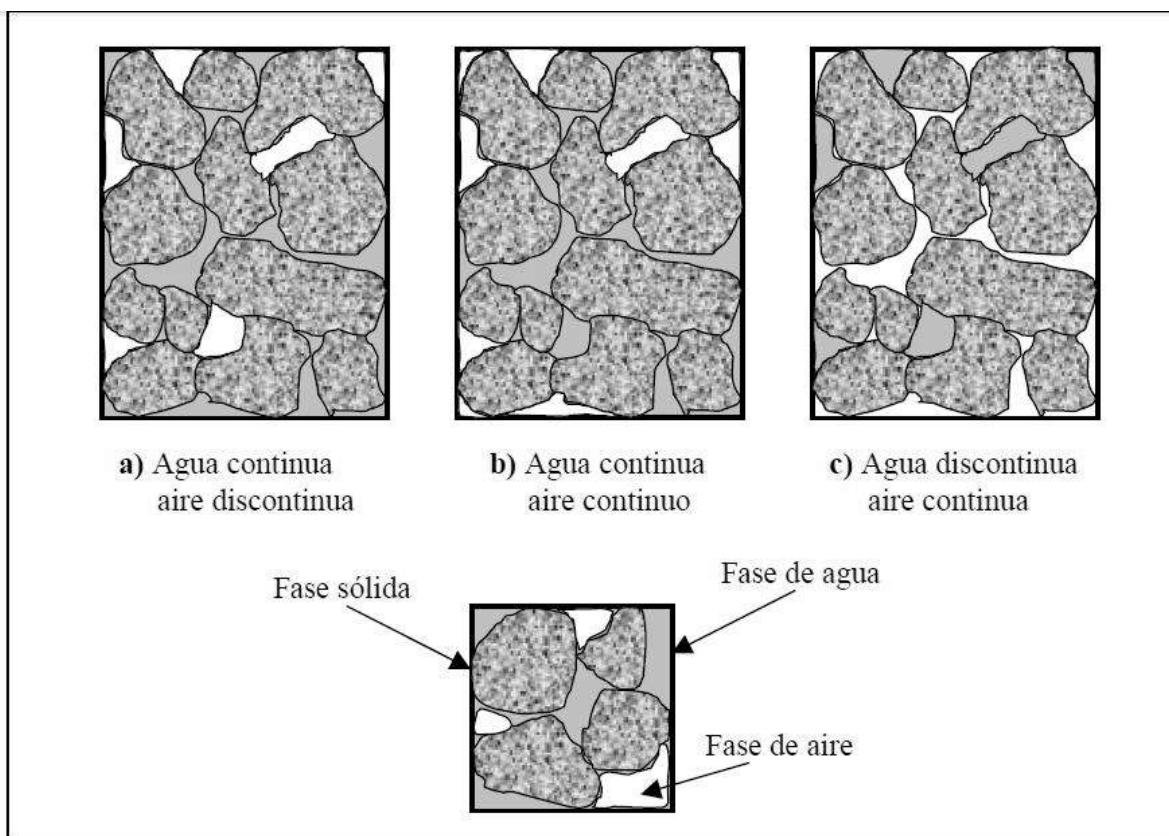


Fig. 16 Estructura de suelos no saturados (Wroth & Houlby, 1985. Citado por Barrera, 2004).

La presión de aire de poros en suelos no saturados es siempre mayor que la presión de agua de poros, debido a la curvatura de la interface aire-agua. En suelos no saturados en bases de tierra que contienen una fase de aire continua (puntos 2 y 3), la presión de aire de poros será cero (igual a la presión atmosférica), debido a que la fase de aire continúa está abierta a la atmosfera, y la presión de agua de poros será negativa.

3.6 Estructura de los suelos

En este apartado serán tratados algunos aspectos de la estructura del suelo, principalmente aquellos que afectan más significativamente a sus propiedades hidromecánicas. Su conocimiento permite una interpretación cualitativa del comportamiento del suelo. El termino estructura será referido aquí a la distribución y orientación del conjunto de las partículas solidas del suelo.

La estructura interna que presentan los suelos es un aspecto de gran importancia en el comportamiento mecánico de estos. 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, en el mismo suelo y en condiciones de carga, pero con una estructura más compacta se puede producir un hinchamiento al mojarlo. Inicialmente se trato de explicar el comportamiento de las arcillas considerando que tenían una estructura floculada, o una dispersa, aplicando la teoría de la capa doble difusa. No obstante, los conceptos se desarrollaron para dispersiones coloidales, y no pueden aplicarse más que en casos muy particulares, por ejemplo, en arcillas marinas. La teoría de la capa doble difusa trata de explicar las fuerzas de los contactos en función del tipo de estructura floculada (de tipo abierta, con numerosos contactos cara-borde), o dispersa. Con base en dicha teoría, las caras de las partículas de arcilla están cargadas negativamente, mientras que los bordes, positiva y negativamente; de este modo se generan los contactos cara-borde, o borde-borde.

En la actualidad se considera la estructura interna del suelo, de forma simplificada, teniendo en cuenta tres tipos de elementos (Alonso, et al, 1987) (citado por Barrera M. 2004): partículas elementales, agregados de partículas, y poros. A partir de estos elementos se pueden establecer tres estructuras fundamentales que simplifican el conjunto de todas las estructuras posibles. Cuando las partículas elementales se distribuyen de manera homogénea, se considera una estructura de tipo matricial, con granos de arena rodeados de partículas arcillosas elementales creando una matriz. A veces las partículas elementales se agrupan como si fueran un grano de tamaño mayor. En este caso se dice que hay una microestructura de agregados. Finalmente, puede considerarse una estructura de granos de arena con conectores de arcilla entre los granos, o contactos directos, sin partículas de arcilla.

Generalmente los suelos compactados del lado húmedo del óptimo de compactación, y los suelos expansivos corresponden a una microestructura de tipo predominante matricial. Mientras que los suelos compactados del lado seco del óptimo, o que tienen tendencia a colapsar, suelen presentar microestructura de agregados, o con conectores de arcilla. Cuando se carga un suelo con una microestructura de agregados, los contactos entre agregados o entre granos de arena, y agregados se rompen de modo que los agregados pasan a ocupar el vacío de los poros, y el suelo colapsa irreversiblemente. Este comportamiento se condiciona por la succión matricial que actúa de dos modos: la componente capilar, asociada al agua entre agregados, aumenta la rigidez de la estructura cuando la succión es elevada; mientras que la componente de adsorción, mantienen en las partículas de arcilla, una baja compresibilidad. De un modo similar, si mojamos el mismo suelo la disminución de la succión provoca una



disminución de la resistencia de los contactos entre agregados, y la estructura se colapsa irreversiblemente. Esto sucede a pesar de que los agregados puedan experimentar un aumento de volumen debido a la captación de agua en las partículas de arcilla. Pero este aumento de volumen en materiales no expansivos, es menor que la disminución provocada por el colapso general de la estructura, con desaparición de gran cantidad de los macroporos. En algunos casos es posible transformar la estructura de agregados, en una de tipo matricial.

Los suelos de estructura matricial cuando se mojan, se 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 succión reducen su volumen. Este último fenómeno no se produce en 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.

La estructura de los suelos se ha estudiado por medio de microscopio de barrido electrónico (SEM), lo que permite una referencia visual. Además, actualmente los microscopios de tipo ambiental (ESEM) permiten controlar la humedad de las muestras, de modo que es posible un estudio más detallado de la microestructura. Por otra parte, un análisis de porosimetría permite detectar distribuciones de poros bimodales, en el caso de estructuras de agregados, con la existencia de poros interagregados. Mediante la distribución de los poros también es factible observar que bajo cargas de compactación mayor, los macroporos disminuyen de tamaño, pero no sucede igual con los microporos.

3.7 Succión.

El término “succión del suelo” fue usado por Schofield, (1935) para representar la “deficiencia de presión” en el agua de poros de algunos suelos (saturados o no saturados) que tenían la capacidad de absorber agua si se le adicionaba agua a la presión atmosférica. El término succión o potencial de agua designa a la integrante del estado de esfuerzo que tiene en cuenta aquellos efectos de superficie capaces de retener agua dentro de la estructura de un suelo. Sin su participación resulta imposible definir el estado de esfuerzo y entender la respuesta deformacional de un suelo parcialmente saturado. Para Blight (1965), el efecto de la succión en un suelo no saturado es equivalente al de una presión exterior aplicada. Esta succión se puede considerar compuesta por dos sumandos:

$$\Psi = S_m + S_o$$



El primero de ellos, S_m , o succión matricial, es la presión negativa de agua intersticial, esta succión está directamente relacionada con el estado de esfuerzos derivados de los fenómenos de superficie y gravitatorios. En cuanto a S_o , o succión osmótica, es la presión negativa de agua pura a la que habría que someter a una masa de agua con la misma composición que la intersticial, para estar en equilibrio a través de una membrana semipermeable. Esta succión estará relacionada con la presión osmótica derivada de la composición del agua. De acuerdo con Review (1965), mencionado por Josa (1988) (citado por Barrera y Paul 2002), define así mismo los diferentes componentes del potencial del agua en el suelo, considerando cuatro sumandos, osmótico, gravitacional, matricial y de presión de aire.

La succión estará, en consecuencia, en directa relación con lo que se podría denominar mayor o menor tendencia del suelo al absorber agua. Para un mismo índice de poros y en procesos monótonos, cuanto mayor o menor sea la humedad o el grado de saturación, menor o mayor será la succión. En laboratorio se podrá obtener esta curva mediante ensayos con succión controlada. La posible variación del índice de poros durante el ensayo podrá, sin embargo, distorsionar el resultado. Así, por ejemplo, Croney y Coleman (1961) (citado por Barrera y Paul, 2002) obtienen estas curvas para el caso de una arcilla e indican que este resultado depende de la granulometría y la naturaleza de las partículas, de su densidad (índice de poros) y de su compresibilidad (posibles variaciones del índice de poros durante el ensayo). De hecho, en suelos compresibles es posible la variación de la succión sin variación de la humedad (Aitchison, 1956, citado por Wood, 1979) (citado por Barrera y Paul, 2002).

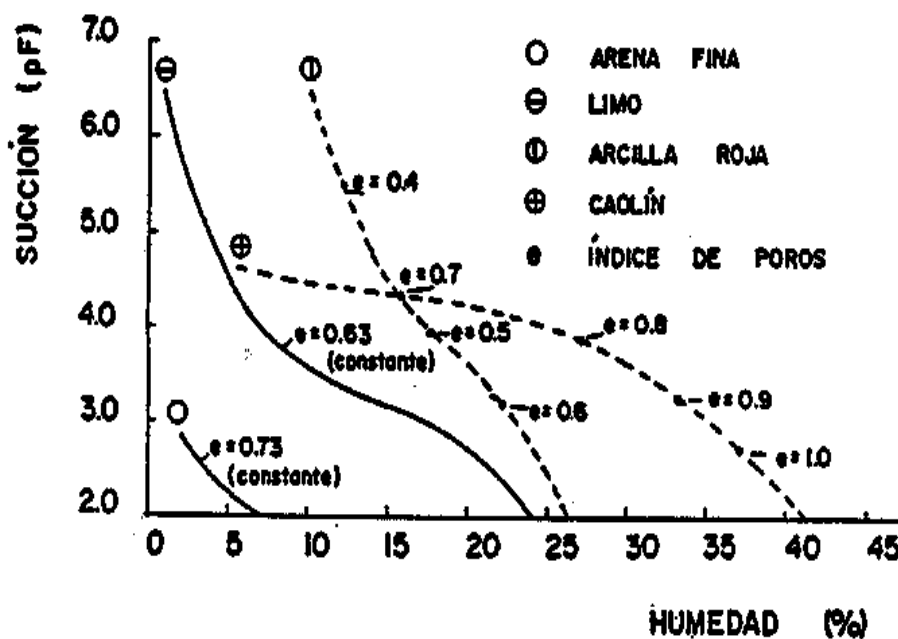


Fig. 17 Curva succión-humedad de suelos compresibles e incompresibles (Aitchison, 1956, citado por Barrera y Paul 2002).

La Fig. 18 muestra las curvas succión-humedad para una arcilla de baja plasticidad de la ciudad de Barcelona, a porosidad constante. Wood (1979) indica que la forma de estas curvas está directamente relacionada con su granulometría.

En suelos muy uniformes la variación de la humedad es grande para variaciones relativamente pequeñas de succión, mientras que suelos bien graduados muestran una variación más gradual de la humedad con la succión.

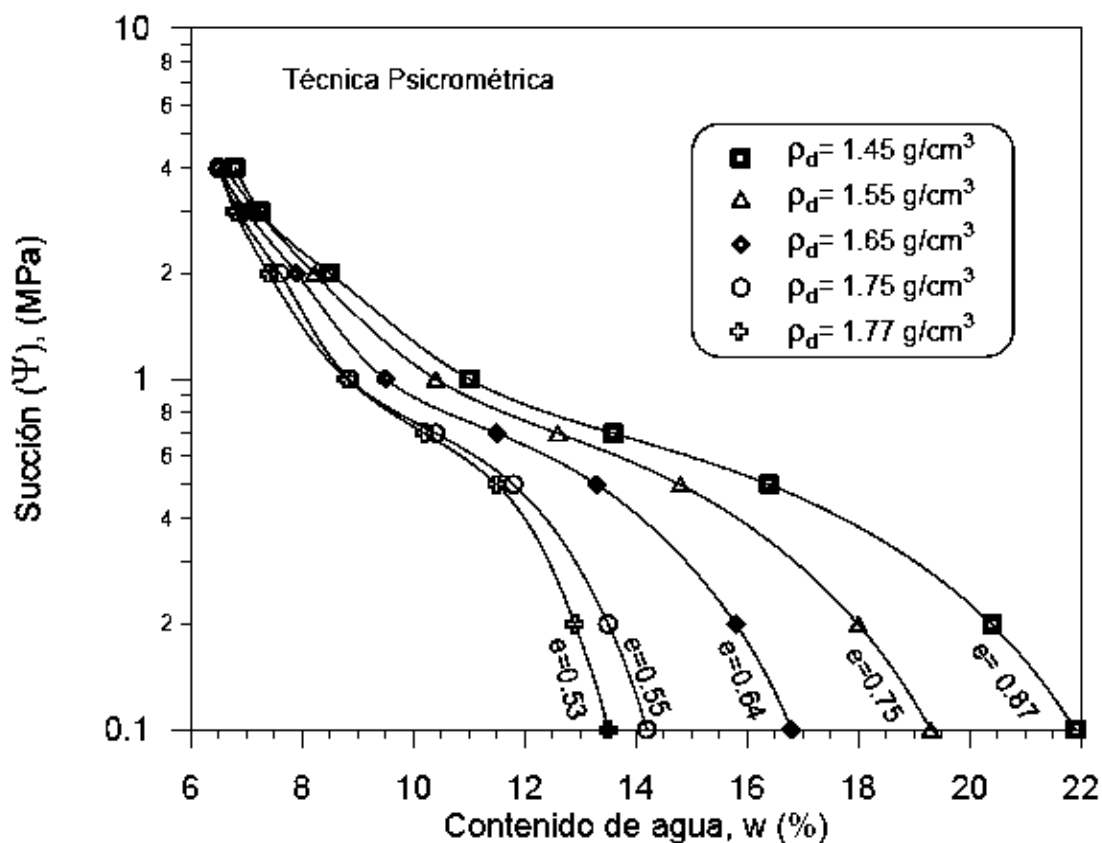
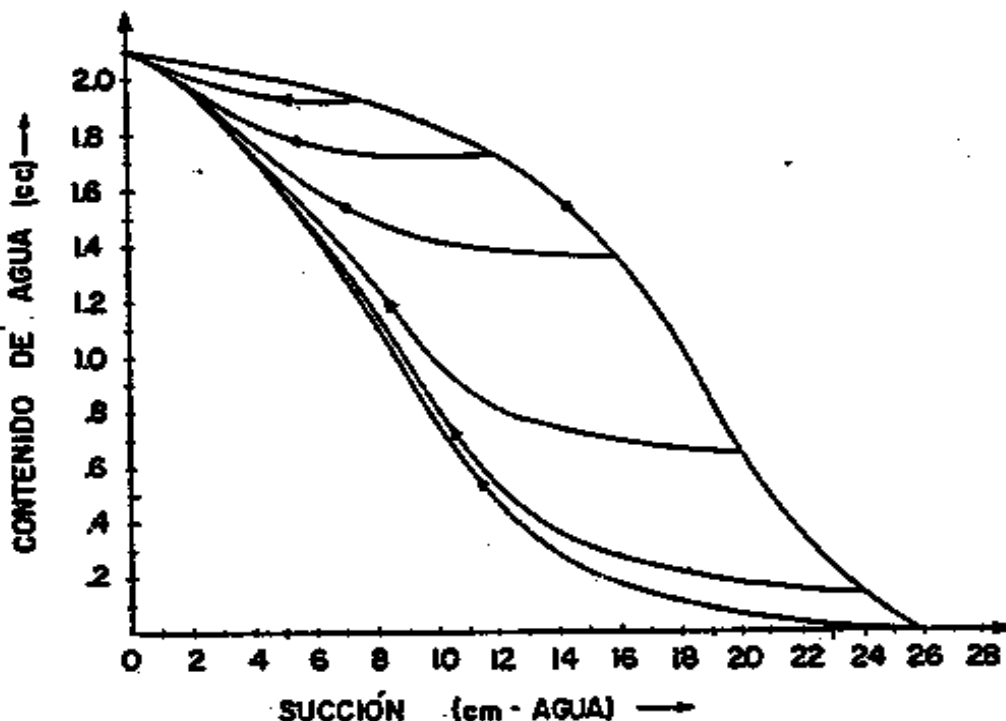


Fig. 18 Relación entre la succión total y contenido de agua, para diferentes densidades secas a porosidad constante (técnica psicrométrica) (Barrera, 2002).

Esta relación se pierde en procesos no monótonos (secado y humedecimiento) debido a los fenómenos de histéresis que aparecen en este caso. La Fig. 19. Procedente de Poulouvasilis (1962) (citado por Barrera y Paul 2002) muestra las diferentes curvas obtenidas al cambiar el sentido monótono de variación de la humedad.



**Fig. 19 Histéresis en las curvas succión-humedad (Poulovassilis, 1962)
(citado por Barrera, 2002)**

Diversos autores han estudiado experimentalmente el efecto que tiene cada una de las componentes de la succión (osmótica y matricial) sobre el comportamiento del suelo. Si bien es reconocida la influencia de la succión matricial sobre la respuesta deformacional y resistente al suelo, no existe evidencia clara sobre el efecto de la succión osmótica.

Ensayos referenciados en que se distinguen ambos componentes utilizando, por ejemplo, placas de succión, técnicas psicrométricas, etc. Dan en ocasiones resultados contradictorios. Así, mientras Blight (1983) (citado por Barrera y Paul, 2002) indica que la succión osmótica no contribuye significativamente a la resistencia al corte, Yong y Warkentin (1965) (citado por Barrera y Paul, 2002) concluyen que en determinadas circunstancias dicha resistencia disminuye al aumentar esta componente de la succión.

Fredlund (1979), Edil y Motan (1984) o Alonso et al. (1987) (citados por Barrera y Paul, 2002) consideran suficiente a la succión matricial para describir el comportamiento del suelo. Otros autores, sin embargo, como Jiménez Salas et al. (1973), Reginatto y Ferro (1973), Morgenstern y Balasubramanian (1980), Pile (1984) o Richards et al. (1984) (citados por Barrera y Paul, 2002) observan



variaciones de volumen al variar la succión osmótica. La posible influencia de esta componente, en consecuencia, no es totalmente conocida. Existen factores que dificultan la resolución de este problema y que son descritos por algunos autores citados. La fiabilidad en la obtención de cada una de las componentes, o la dificultad en diferenciar el efecto de la succión osmótica del correspondiente a los cambios de humedad inducidos por gradientes de concentración de solutos son dos ejemplos en este sentido. De acuerdo con Fredlund (1979) o Alonso et al. (1987) (citados por Barrera y Paul, 2002) el valor de $(U_a - U_w)$ puede ser asimilado al de la succión matricial.

3.7.1 Influencia de la succión sobre la deformación del suelo

El efecto de la succión matricial sobre la respuesta esfuerzo y deformación de un suelo es reconocido por numerosos autores. Según Jiménez Salas (1958) (citado por Barrera y Paul, 2002), los suelos arcillosos compresibles experimentan cambios en su índice de vacíos como consecuencia de los cambios en la succión.

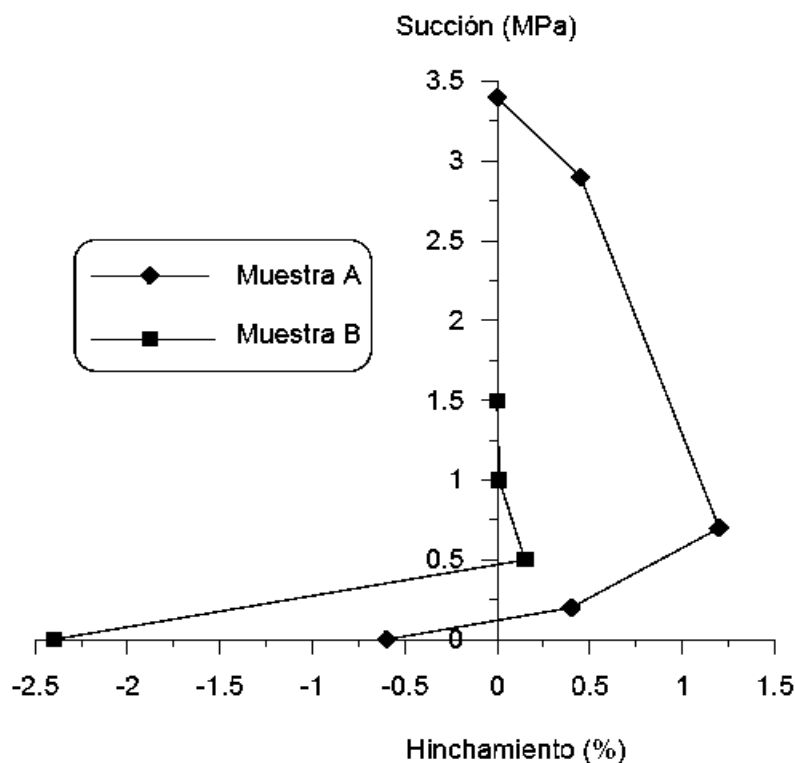


Fig. 20 Expansión y colapso durante el hinchamiento de dos muestras compactadas (Escario y Sáez, 1973). (Citado por Barrera, 2002).



Alonso et al. (1987) (citado por Barrera y Paul, 2002), analizando el comportamiento en deformación del suelo no saturado con relación a cambio de succión. Según los autores, un aumento de la succión contribuye a un incremento de la rigidez y del grado de sobreconsolidación del suelo ya que actúa en las uniones entre partículas incrementando las fuerzas que las mantienen unidas. Estos aspectos han sido observados por Dudley (1970) (citado por Barrera y Paul, 2002) en caso de suelos colapsables y Aitchison y Woodburn (1969) (citado por Barrera y Paul, 2002) en caso de arcillas expansivas. Por otro lado, un aumento de la succión puede producir deformaciones permanentes (irrecuperables) en suelos arcillosos, según Yong et al. (1971). Los ensayos con suelos de caolín realizados por Josa (1988) revelan estas tendencias. Resultados similares fueron también obtenidos por Richards (1984). Escario y Sáez (1973) muestran resultados de fenómenos sucesivos de expansión y colapso de una arcilla compactada en procesos de reducción de la succión (ver Fig. 20)

3.8 Curva característica del suelo parcialmente saturado

3.8.1 Introducción

Las relaciones succión-humedad (o succión-grado de saturación) desempeñan un importante papel en la caracterización del suelo parcialmente saturado. La representación gráfica de esta relación se denomina **curva característica, curva de succión o curva de retención**. Sus valores corresponden a un suelo determinado, con una densidad también determinada. Su naturaleza está directamente asociada con la composición granulométrica, mineralógica y estructura del suelo. De una forma general la geometría de los poros, la magnitud y la composición mineralógica de la fracción fina son determinantes en la posición relativa, forma y pendiente de la curva característica.

El contenido de agua en el suelo bajo pequeños valores de succión depende primordialmente del efecto capilar y de la distribución de los poros, y por tanto de su estructura. Por otra parte para altos rangos de succión, cuando el agua retenida debe estar prácticamente adsorbida a las partículas, la importancia de la textura y de la superficie específica del material es superior a la de la estructura. Esto explica el hecho de que para una succión determinada, los valores del contenido de humedad en arcillas es superior a la de los limos y arenas (Hillel, 1971).

La curva característica de un suelo no es biunívoca, debido al fenómeno de histéresis. Ello origina que la curva para un suelo durante la fase de secado difiera de la correspondiente a la fase de humedecimiento, existiendo diferentes valores



de contenidos de humedad para un determinado valor de succión. Se habla por ello de tramos de humedecimiento y secado.

Van Genuchten (1978, 1980) propuso un modelo para relacionar la succión y el contenido de humedad. Esta expresión que caracteriza el grado de saturación (S_r), o contenido de agua normalizado en función de la succión se expresa de la siguiente manera:

$$S_r = \frac{W}{W_{sat}} = \frac{1}{(1 + (\alpha s)^n)^m} \quad (1)$$

Donde los parámetros α (relacionado con la entrada de aire en el suelo), n (relacionado con la pendiente del punto de inflexión), y m (relacionado con el contenido de agua residual) son constantes empíricas. El parámetro (m) se relaciona con (n) de la siguiente forma: $m = 1 - (1/n)$. En la anterior expresión (w) representa el contenido de humedad en el suelo, y W_{sat} el contenido de humedad en saturación.

3.8.2 Curva de retención o curva característica

Con los valores de la succión total (Ψ) de las muestras compactadas en condiciones isotropas determinada con la técnica psicrométrica, se dibujan las curvas de succión-humedad de compactación (s , w), y succión-grado de saturación (s , S_r). Las curvas de retención se obtuvieron a índices de poro constante. Los valores altos de succión se controlan principalmente por los poros intra-agregados. Bajo esta condición, un cambio en la densidad del suelo básicamente se refleja en un cambio en los vacíos de los macroporos, la cual tiene una pequeña influencia sobre la succión del suelo (Romero, 1999) (citado por Barrera, 2004). La humedad correspondiente a los poros intra-agregados puede estimarse en el orden del 6 %, lo que implica que el volumen de poros intra-agregados es el 44, 35 y 27 % del volumen total de poros para densidades del 1.77, 1.65 y 1.45 g/cm³ respectivamente. Estos valores se determinaron considerando el máximo contenido de agua reportado por las curvas de retención.

3.9 Comportamiento deformacional de los suelos no saturados

3.9.1 Fenómeno de colapso

En los suelos parcialmente saturados con una estructura abierta, al aumentar el grado de saturación por cambios ambientales o de otro tipo, pueden producir



reducciones volumétricas irrecuperables sin que varíen las solicitaciones externas del suelo; es decir, sin aumento de la carga aplicada; este fenómeno se conoce con el nombre de colapso.

El colapso es uno de los fenómenos más característicos de los suelos particularmente saturados y ha sido estudiado por numerosos autores, entre los que se pueden citar Dudley (1970); Jiménez Salas, et al, (1973); Maswoswe (1985), entre otros, que exponen las características que debe tener un suelo para que en el ocurra un colapso:

- Estructura abierta, no saturada, tipo panal de abeja, capaz de reducir significativamente su volumen a expensas de una disminución del volumen de poros
- Un estado exterior de carga suficiente mente grande como para generar una condición metaestable para la succión aplicada
- La existencia de enlaces entre partículas, que se debiliten en presencia del agua

Según Jiménez Salas y Justo (1975) algunos materiales arcillosos de baja y mediana plasticidad presentan un comportamiento combinado de expansión y colapso cuando se los satura. El cambio neto de volumen que experimenta un suelo arcilloso cuando se pone en contacto con el agua es la suma de dos términos: por un lado, la expansión que se produce al relajar los esfuerzos netos entre partículas y por otro el colapso que ocurre al fallar las uniones entre grandes partículas. La deformación que se atribuye al hinchamiento puede ser elástica; no así la que corresponde al colapso. Esta última implica un reordenamiento de la estructura y es irreversible.

Un mismo suelo suele sufrir expansión o colapso, o ningún cambio de volumen de acuerdo con la densidad seca, la humedad, y la presión aplicada en el momento en el que se inunda, como señalan Jennings y Kenight (1975); según estos autores hay un cruce en las curvas obtenidas en los ensayos realizados en un doble edómetro (Fig. 21), que separa la zona de hinchamientos probables, de la zona de colapsos probables.

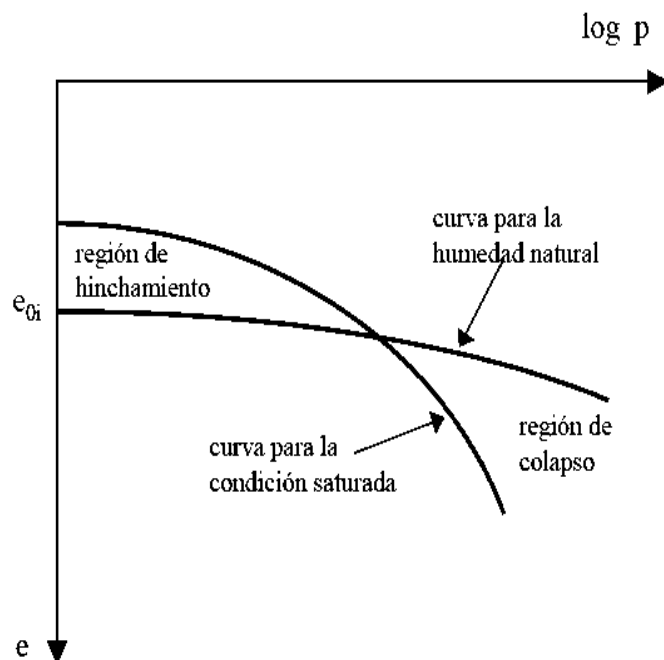


Fig. 21 Hinchamiento y colapso para un mismo suelo (Jennings y Knight, 1975, citado por Barrera, 2004)

3.9.2 Mecanismo de colapso

Un suelo con tendencia al colapso, en general es estable mientras el grado de saturación es inferior a cierto límite; a partir del cual la llegada del agua puede debilitar suficientemente los enlaces existentes como para que se produzcan deslizamientos tangenciales en los contactos entre partículas. Los enlaces entre partículas del suelo pueden ser de varios tipos:

- Enlace capilar que se presenta fundamentalmente en de limos y arenas. Los meniscos que se forman en la interface (aire-agua-partículas solidas), generan fuerzas normales que aumentan los esfuerzos entre dichas partículas, rigidizando el conjunto. En el caso de las arcillas este fenómeno no es tan claro a nivel de partículas aunque es probable que ocurra a nivel de agrupaciones más grandes de las mismas. En cualquier caso si el grado de saturación crece por aumento de la humedad o por reducción del índice de vacios, estos enlaces desaparecen con lo que el conjunto se debilita pudiendo llegar al colapso si la presión exterior aplicada es suficientemente grande.
- Enlaces con puentes de partículas arcillosas que unen entre sí partículas mayores de limo, arena o arcilla. Las partículas de arcilla que forman los puentes pueden ser de origen diferente, pueden haber sido transportadas



por el agua, o estar allí desde la formación del suelo, o ser autogenéticas por acción del agua intersticial sobre los feldespatos existentes. Estos puentes de arcillas pueden desaparecer o cambiar su estructura con la llegada del agua.

- Enlaces por cementaciones formadas por el arrastre de sales, generalmente calcáreas, que se precipitan en los huecos que dejan las partículas de arena. Si posteriormente estos suelos son sometidos a un lavado permanente, las sales pueden disolverse desapareciendo los enlaces y causando así una reordenación de la estructura.

En todos los enlaces descritos la llegada del agua causa el mismo efecto: reducción de la resistencia al corte en los contactos entre partículas sólidas. Si la resistencia cae por debajo del esfuerzo impuesto por las cargas exteriores aplicadas se produce el colapso que conduce a una nueva estructura capaz de resistir el nuevo estado de esfuerzos. Una vez que ha ocurrido el colapso la nueva estructura del suelo es estable, y es incapaz de sufrir nuevos colapsos a menos que cambie el estado de esfuerzos existente y/o el grado de saturación. Los ensayos de Booth (1975); Yudhbir (1982) y Maswoswe (1985) muestran que el colapso alcanza un máximo a partir del cual disminuye. El tipo de suelo y de estructura que se tiene en el suelo condiciona la magnitud del máximo de colapso y la presión para la que se produce (fig. 22)

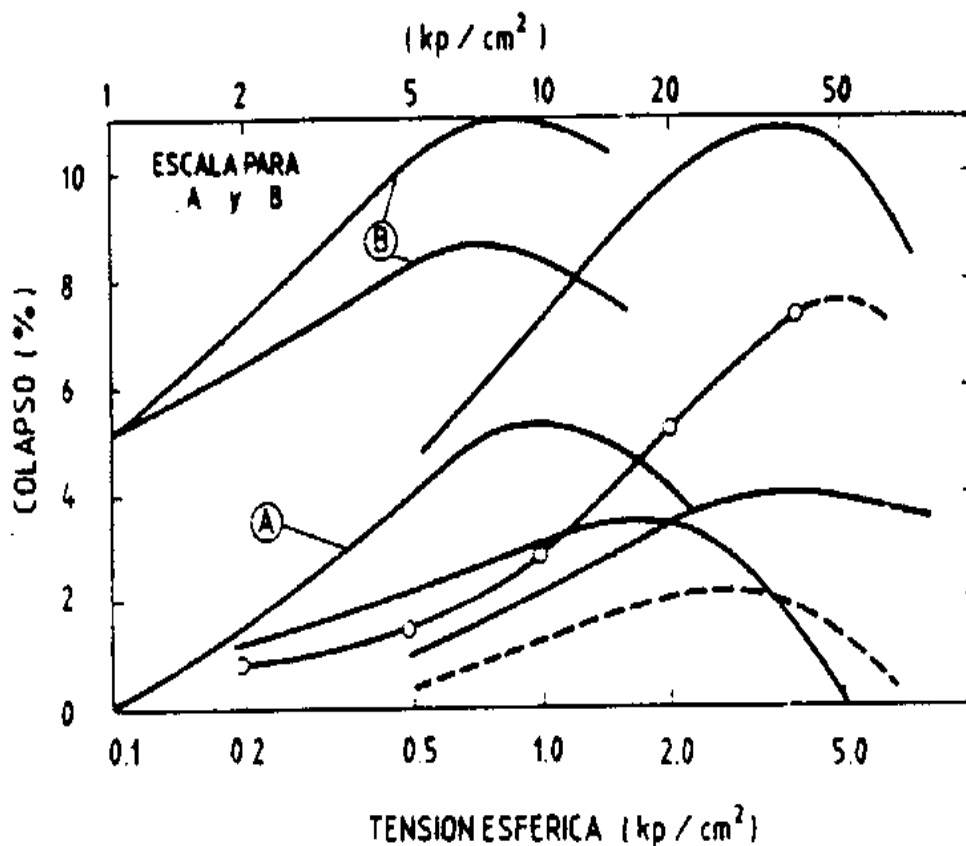


Fig. 22 Máximo colapso, según (Yudhbir, 1982. Citado por Barrera 2004).

3.9.3 Comportamiento volumétrico

La deformación de los suelos parcialmente saturados ha sido largamente estudiada, principalmente en los análisis del comportamiento de los suelos potencialmente colapsables y expansivos.

Algunos suelos pueden presentar un comportamiento expansivo o colapsable, o hasta combinar los dos fenómenos en un mismo proceso de humedecimiento si los esfuerzos exteriores son suficientemente bajas o altas. Las deformaciones consideradas son globales del suelo, que concluyen tanto en las componentes recuperables como irre recuperables. Alonso, et al (1987) analiza las deformaciones volumétricas de los suelos colapsables y expansivos.

El comportamiento esfuerzo-deformación se ha analizado considerando el espacio de esfuerzos p : s , donde p es el esfuerzo neto y s la succión. Existe gran cantidad de ensayos publicados, con diferentes trayectorias de esfuerzos en dicho plano. De ellos se pueden extraer los siguientes resultados:



- El aumento de la succión contribuye a un incremento de la rigidez de los suelos, de modo que parece que la carga de preconsolidación aparente aumenta con la succión (Alonso, et al, 1987). Por otro lado, este crecimiento de la succión puede producir deformaciones plásticas irreversibles, principalmente en suelos arcillosos (Josa, 1988). Sin embargo, el aumento de la rigidez no puede ser indefinido y como se observa en Escario y Sáez (1987) en resultados experimentales, la relación entre la rigidez y la succión es no lineal, llegando a un valor máximo de rigidez para succiones que superen cierto valor.
- La carga aplicada controla en gran medida, la expansión de los suelos cuando se someten a una disminución de la succión. Cuanto mayor es la carga aplicada, menor es la expansión. En los suelos expansivos, los procesos cíclicos de humedecimiento y secado provocan una expansión irreversible (plástica) en el primer humedecimiento, y a partir de, el comportamiento es prácticamente elástico (Yuk, 1994).
- La mayoría de los suelos se pueden hinchar o colapsar dependiendo de la carga aplicada cuando se disminuye la succión. Para cargas elevadas el suelo se colapsa, pero hincha con cargas bajas. Sin embargo, no es sencillo determinar el valor de la carga a partir del cual se hincha o colapsa, dado que este comportamiento depende del valor de la succión. Es decir, un suelo que inicialmente se hincha al disminuir la succión, puede llegar a un valor de la succión para el cual empieza a colapsar, aunque el resultado global sea de una expansión (fig.20). En los suelos compactados, estos fenómenos se relacionan con el hecho de que aquellos que se compactan del lado seco del óptimo presentan una estructura de agregados. Inicialmente se produce un hinchamiento por el humedecimiento, pero la resistencia de los contactos entre los agregados disminuye con la succión de modo que al llegar a un valor crítico (que depende de la carga de forma inversa) la estructura colapsa.
- Los suelos con una estructura abierta experimentan un colapso cuando se disminuye la succión. A medida que se incrementa la carga aplicada, el colapso producido al saturar un suelo, aumenta hasta llegar a un valor máximo, después el cual el colapso disminuye (fig.27). El valor de la carga para la cual se produce el colapso máximo depende, entre otros factores, del tipo de suelo, la humedad inicial y la densidad seca inicial.

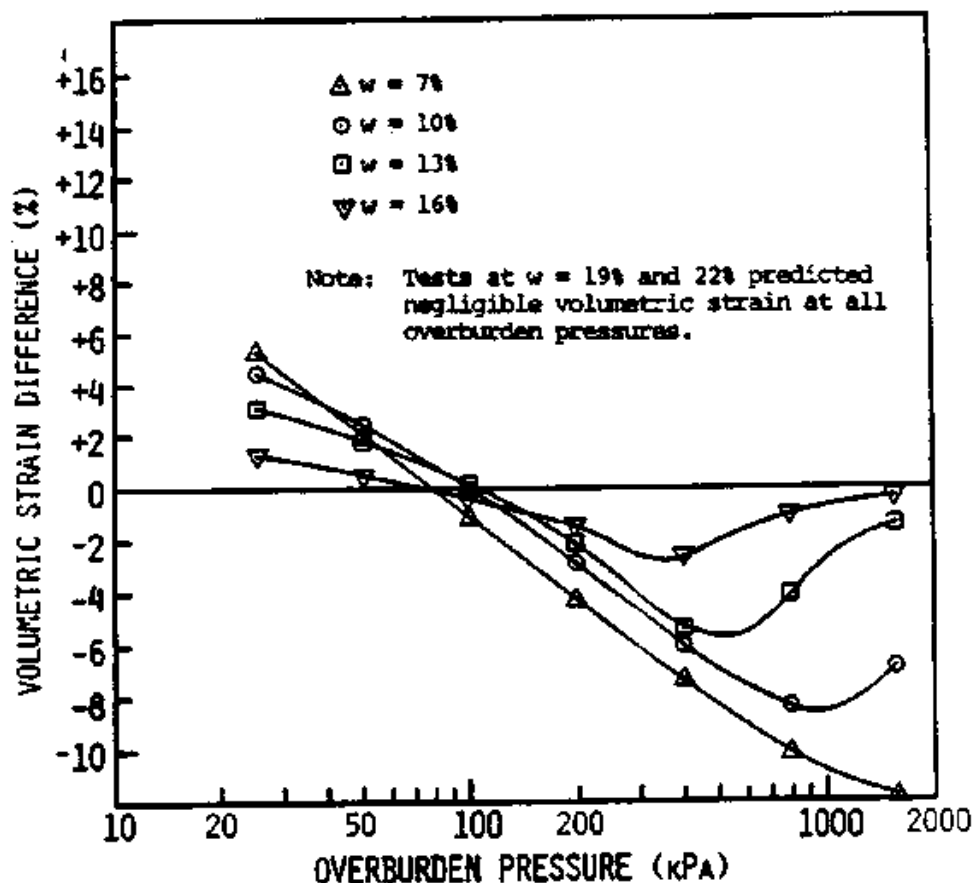


Fig. 23 Efecto de la carga y del contenido de agua en la deformación volumétrica. (Lawton, et al, 1989. Citado por Barrera, 2004).

- Al cargar el suelo progresivamente se puede producir deformaciones irreversibles, si se supera el valor de la presión de preconsolidación, de un modo similar a los suelos saturados, sin embargo este valor aumenta con la succión, como se comentó en el primer punto.
- El valor del hinchamiento alcanzado depende de la trayectoria de esfuerzos que se ha seguido en el plano $p: s$, sobre todo cuando las trayectorias incluyen incrementos en la succión.

Resultados de este tipo pueden encontrarse en Maswoswe, (1985) (ensayos en una arcilla arenosa en muestras compactadas estáticamente), y Justo, Delgado y Ruiz (1984) (ensayos en arcillas expansivas de muestras compactadas). Ensayos edométricos con control de succión han mostrado, que un comportamiento volumétrico inverso podrían ocurrir durante el proceso de humedecimiento. De hecho, microestructuras potencialmente colapsables sujetas a una reducción de la



succión de un valor inicial relativamente alto, primeramente experimentan un hinchamiento y después una deformación de compresión (Escario y Sáez, 1973; Cox, 1978; Alonso, et al, 1987).

En el estudio del comportamiento deformante de los suelos parcialmente saturados existen varios planteamientos que consideran el suelo como un material isótropo y elástico. Fredlund y Morgenstern (1976), refiriéndose a la fase solida utilizan distintos módulos elásticos respecto a los esfuerzos y a la succión. Justo y Saettersdal (1982) citado por Yuk (1994), donde presentan una revisión de los métodos elásticos y un análisis de los suelos expansivos y colapsables. Richards (1984) analizando el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos expansivos propone un modelo que incorpora el comportamiento no lineal, en función del esfuerzo aplicado y de la succión, histéresis en el comportamiento esfuerzo deformación y los esfuerzos internos de tracción y corte.

3.10 Compactación de suelos

Se entiende por compactación de los suelos el mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas por medios mecánicos.

La importancia de la compactación de los suelos estriba en el aumento de resistencia y disminución de capacidad de deformación que se obtienen al sujetar el suelo a técnicas convenientes que aumenten su peso específico seco, disminuyendo sus vacíos. Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, tales como cortinas de presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, pavimentos, etc. Algunas veces se hace necesario compactar el terreno natural, como en el caso de cimentaciones sobre arenas sueltas.

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación de los mismos; por lo general el proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia de la cual en el suelo ocurren cambios de volumen de importancia, fundamentalmente ligados a pérdida de volumen de aire, pues por lo común no se expulsa agua de los huecos durante el proceso de compactación. No todo el aire sale del suelo, por lo que la condición de un suelo compactado es la de un suelo parcialmente saturado.

El objetivo principal de la compactación es obtener un suelo de tal manera estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra. Las propiedades requeridas pueden variar de



caso a caso, pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación esfuerzo-deformación figuran entre aquellas cuyo mejoramiento se busca siempre; es menos frecuente, aunque a veces no menos importante, que también se compacte para obtener unas características idóneas de permeabilidad y flexibilidad. Finalmente, suele favorecerse mucho la permanencia de la estructura terrea ante la acción de los agentes erosivos como consecuencia de un proceso de compactación.

De la simple enumeración de los objetivos de la compactación destaca un hecho importante, que debe hacer prever al ingeniero muchas de las dificultades y complejidades que después efectivamente encontrara en estas técnicas. En primer lugar, la compactación resulta ser un proceso de objetivos múltiples y ello propicia la complicación, pero, en segundo lugar, es evidente que muchos de esos objetivos serán contradictorios en muchos problemas concretos, en el sentido de que las acciones que se emprendan para cumplir con uno pudieran perjudicar a algún otro. Por ejemplo, en términos generales puede ser cierto con frecuencia que una compactación intensa produce un material muy resistente, pero sin duda muy susceptible al agrietamiento; en este aspecto el número de ejemplos contrastantes que pudieran ocurrirse es prácticamente ilimitado. Estas posibles contradicciones se complican y amplían aun más si se toma en cuenta que los suelos compactados han de tener una vida dilatada y que es compromiso obvio que conserven sus propiedades en toda esa vida; bajo la acción del agua, de las cargas soportadas, etc. En esta perspectiva circunstancial y temporal pueden multiplicarse muchos los ejemplos de contradicciones entre los objetivos del proceso; la alta resistencia, obtenida con compactación muy enérgica, de que antes se hablo, puede entrar en contradicción consigo misma, pues un suelo muy compacto podrá, en general, absorber mucha agua si se dan las condiciones propicias y al hacerlo su resistencia podrá descender drásticamente, en tanto que ese mismo suelo inicialmente compactado en forma menos enérgica, con menor resistencia inicial, podrá resultar mucho más estable ante el agua, manteniendo en el tiempo una resistencia inicialmente menor que la del otro, pero probablemente suficiente.

Desde un principio el problema de la compactación de suelos resulta ligado al de control de calidad de los trabajos de campo; en efecto, después de realizar un proceso de compactación siempre es necesario verificar si con él se lograron los fines propuestos. Como quiera que las vías terrestres suelen construirse a contrato por parte de empresas especializadas, la verificación antes citada resulta ligada a problemas de pago, legales, etc. Esta multiplicidad de los problemas de compactación de suelos, que tantas veces los hace trascender de la esfera



meramente técnica, se encuentra en el fondo de todo el manejo razonados de dichos problemas y le imprime a las conclusiones y soluciones a que se llegue un carácter distintivo que no puede ignorar quien los maneja. Para medir la resistencia, la compresibilidad, las relaciones esfuerzo-deformación, la permeabilidad o la flexibilidad de los suelos se requieren pruebas relativamente especializadas y costosas que, además, suelen requerir un tiempo de ejecución demasiado largo para controlar un proceso de compactación que avance de manera normal.

La compactación ha figurado entre las técnicas de construcción desde las épocas más remotas de que se tiene noticia, si bien en la antigüedad su aplicación no era ni general ni sistemática. Los métodos de apisonado por el paso de personas o animales se utilizaron en épocas muy lejanas, como por ejemplo en la construcción de grandes obras hidráulicas en diversas partes de Asia.

3.10.1 Variables relacionadas con la compactación

Según Resendiz (1977), el estudio de los suelos compactados puede enfocarse definiendo tres grupos de variables, que permiten abarcar el problema de manera bastante completa. Aunque podrían elegirse otras variables, es necesario que sean independientes unas de las otras y que el conjunto defina por completo el estado interno del suelo; es decir, que sean auténticas variables de estado.

Grupo 1. Variables fundamentales que controlan el comportamiento de un suelo compactado (parámetros o variables de la compactación).

- Humedad de compactación
- Nivel de la energía de compactación
- Método de compactación
- Tipo de suelo

Grupo 2. Variables más importantes que gobiernan el comportamiento de las obras construidas con suelos compactados.

- Cambio de volumen (colapso y expansión)
- Resistencia
- Deformabilidad
- Permeabilidad
- Erosionabilidad



Grupo 3. Conjunto de variables intermedias que actúan como nexo entre los dos grupos anteriores relacionándolos.

- Densidad seca (índice de vacíos)
- Grado de saturación
- Estructura del suelo

3.10.2 Contenido de agua de compactación

El parámetro fundamental que gobierna la respuesta del suelo cuando se compacta es el contenido de agua de compactación (w).

Un contenido de agua alto (grado de saturación creciente) implica que los poros contienen bastante agua como para que la deformabilidad no drenada del suelo sea baja, puesto que en este caso las presiones aplicadas son soportadas principalmente por la mezcla aire-agua. Se supone que el fenómeno de la compactación es casi instantáneo y que todos los procesos de deformación que se desarrollan son no drenados. En el límite, cuando el suelo está completamente saturado las deformaciones volumétricas son nulas.

Una humedad baja (grado de saturación decreciente) implica que en los poros hay poco agua y la succión que se desarrolla hace que el suelo sea poco deformable ya que rigidiza el esqueleto sólido que es el que, básicamente, soporta las acciones externas. En las curvas de compactación en el plano próctor, se obtiene, como consecuencia de lo anterior, un óptimo en el que es máxima la deformabilidad del suelo. De hecho esto es el origen de la curva de compactación.

3.10.3 Tipos de compactación

En este apartado se comentan las formas más frecuentes en que se entrega energía a un suelo para compactarlo. Estas se indican a continuación:

- Métodos de impacto
- Métodos de presión
- Métodos de amasado
- Métodos vibratorios
- Métodos mixtos

Cada una de ellas tiene a su vez una variante de laboratorio y otra de campo. Para generar en el laboratorio las condiciones que se desea conseguir en el campo es necesario encontrar una buena correlación entre un método experimental y el procedimiento de compactación que se aplicara en obra. Básicamente se trata de decidir el tipo y el nivel de energía con los que se compacta el suelo. El nivel de



energía de compactación o energía específica de compactación es la energía por unidad de volumen que se entrega al suelo durante el proceso mecánico que se considera, y a veces resulta difícil de evaluar (Rico y del Castillo, 1976).

3.10.4 Influencia del tipo de compactación

Un mismo suelo, con la misma estructura, al que se aplica el mismo nivel de energía de compactación pero la forma de aplicarla es distinta, dará en principio, una curva de compactación diferente. Además la eficiencia de la compactación, expresada como densidad seca máxima alcanzada, dependerá del método escogido; Rico y del Castillo (1976).

A continuación se comentan algunas de las características más relevantes de cada uno de los métodos mencionados en el apartado anterior:

- Métodos de impacto: se basan en dejar caer sobre el suelo una masa desde una cierta altura. La energía transmitida por el impacto genera acciones locales que dependen de la geometría de la masa y modifican la estructura del suelo haciéndola más completa son apropiados para suelos cohesivos aunque también se emplean en otros tipos de suelos.
- Métodos de presión: se basan en aplicar sobre el suelo una presión distribuida uniformemente. Se emplean en arenas, limos no plásticos y gravas limpias.
- Métodos de amasado: se basan en concentrar las presiones por medio de pequeñas piezas de formas diversas que desmenuzan los agregados de partículas del suelo. Son especialmente adecuados para los suelos cohesivos y no se recomiendan para los suelos granulares.
- Métodos vibratorios: se basan en aplicar al suelo una excitación con una determinada frecuencia, amplitud y una cierta sobrecarga, sobre áreas pequeñas. En algunos suelos tienen el efecto de reordenar la estructura cuando las sollicitaciones transmitidas consiguen superar la fricción entre las partículas que forman los mismos. Se usan principalmente en suelos granulares y son poco eficaces en suelos cohesivos.
- Métodos mixtos: se basan en combinar algunos de los anteriores, por ejemplo el de presión con el de vibración.

3.10.5 Métodos de compactación en el campo

La ejecución de obras del tipo de terraplenes, caminos o presas de tierra se lleva a cabo por capas sucesivamente compactadas. Estas se compactan con los equipos específicos del método de compactación elegido hasta que se reúnan los requisitos de resistencia, permeabilidad, deformabilidad, erosionabilidad y demás



propiedades que se desea que tenga el suelo compactado. En general, se controla la evolución de la masa volumétrica seca, la cual actúa como una variable intermedia que esta correlacionada con todas las propiedades antes mencionadas, y que debe alcanzar un valor mínimo establecido comúnmente como un porcentaje de la masa volumétrica seca máxima de un ensayo normalizado. Este valor de $\gamma_{d_{min}}$ está fijado en proyectos o en normas oficiales y varía según la función que debe cumplir la obra.

A continuación se comentan brevemente los métodos empleados para la compactación en el campo.

- a) Métodos de impacto. En estos métodos el esfuerzo que se aplica al suelo se transmite en un lapso muy breve y la acción es muy localizada. Los equipos que se emplean se clasifican básicamente en dos tipos.
- Pisones. Su empleo se reserva a la compactación de áreas pequeñas. Hay de varios tipos, desde los más elementales de caída libre y accionados a mano, hasta masas de 2 o 3 toneladas de peso que se dejan caer desde varios metros de altura, para la compactación de fragmentos de roca. También se utilizan los pisones neumáticos o de explosión que se levantan del suelo por la reacción que ellos mismos generan al funcionar contra este. Son apropiados para suelos cohesivos aunque se los emplee también para otros tipos de suelos.

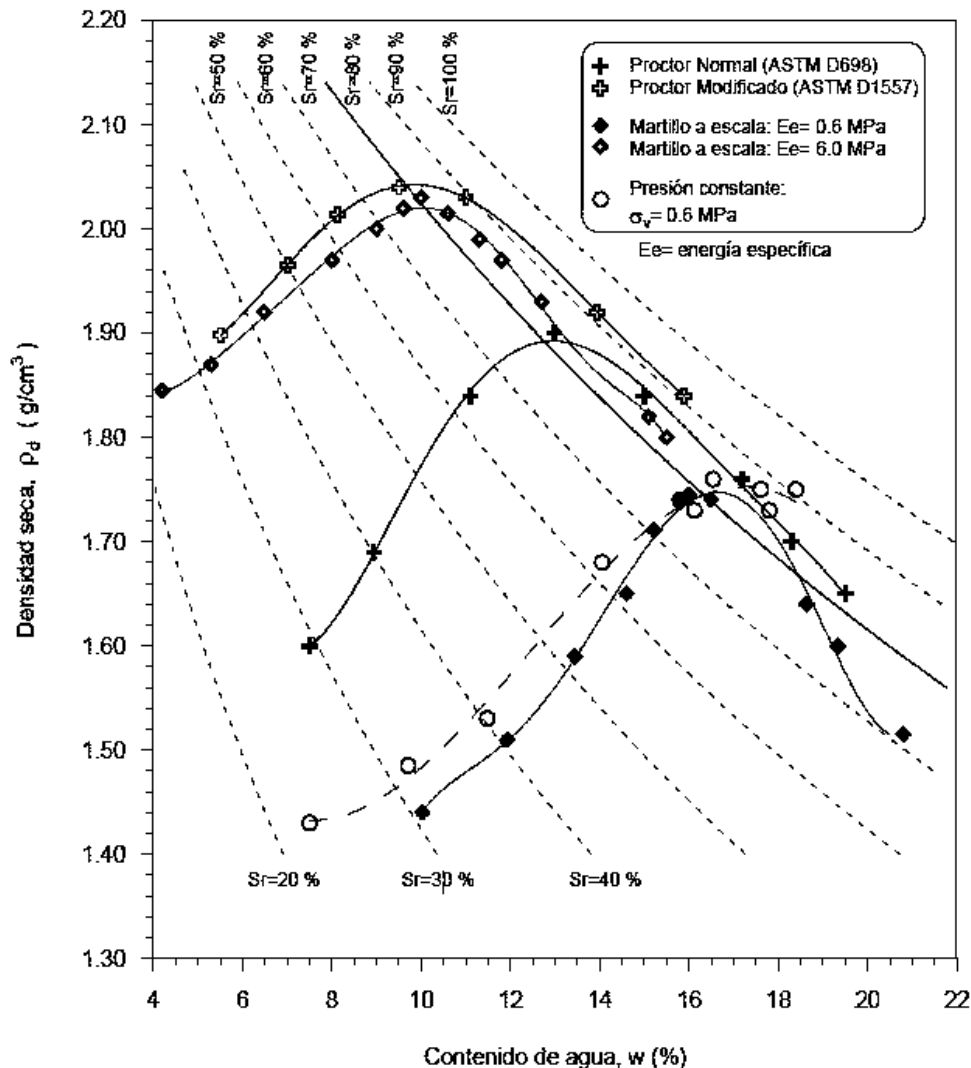


Fig. 24 Curvas de compactación para diferentes niveles de energía específica (Barrera, 2002)

- Rodillos apisonadores. Por su forma y dimensiones, ejercen sobre el suelo una compactación de tipo dinámico. Según Rico y del Castillo (1976) los mejores resultados se obtienen en suelos finos con abundante contenido de grava o en suelos residuales con fragmentos de roca.
- b) Métodos de presión. Se emplean dos tipos de rodillos que se describen a continuación.
- Rodillos lisos. El peso del rodillo se transmite al suelo por la generatriz de contacto. Se aplican para compactar aquellos materiales que no requieren grandes concentraciones de esfuerzo ya



que carecen de grumos, como arenas, limos no plásticos y gravas limpias. La compactación se realiza desde arriba hacia abajo y se reduce a medida que se profundiza en la capa que se compacta. Por ello es que en el caso de compactar arcillas y limos plásticos, al cabo de un cierto número de pasadas, la capa superior se sobreconsolida y puede llegar a fisurarse debido a la gran rigidez que adquiere, quedando la capa inferior con una rigidez y compacidad más baja, lo que acarrea discontinuidades importantes en la estructura.

- Rodillos neumáticos. Compactan por el peso y la presión de inflado del neumático y además generan, según la presión, un cierto efecto de amasado que colabora en el proceso de compactación.
- c) Método de amasado. Se emplean los rodillos pata de cabra que concentran sobre vástagos desarrollando presiones muy elevadas en ocasiones netamente localizadas. Estos vástagos pueden ser de formas y tamaños diferentes. A medida que el suelo se va compactando, en cada pasada los vástagos profundizan cada vez menos, hasta que llega el momento en que nuevas pasadas no aportan prácticamente consolidación adicional. A su vez, la capa que está por debajo de la que se está compactando va haciéndose más resistente y en algunos suelos llega el momento en que el rodillo rueda sobre los vástagos sin que el tambor toque el suelo. El rodillo pata de cabra aplicado a suelos finos da una distribución uniforme de la energía de compactación en cada pasada y además genera una buena ligazón entre capas sucesivas. En comparación con otros equipos como rodillos lisos o neumáticos, el pata de cabra deja a los suelos con un índice de vacíos más elevados. Esto se puede subsanar en los suelos cohesivos complementando su empleo con el de otros equipos.
- d) Métodos vibratorios. La compactación se consigue con rodillos o placas que llevan adosado un mecanismo de tipo de masas desbalanceadas que generan un efecto vibratorio. La eficiencia de la compactación está directamente relacionada con la frecuencia empleada, la amplitud de vibración, el empuje dinámico que genera cada impulso del oscilador, el peso del equipo de compactación y la forma y tamaño del área de contacto. La máxima masa volumétrica seca se consigue para contenidos de agua bajos en comparación con otros métodos y la eficacia del procedimiento esta en razón inversa a la cantidad de finos plásticos (no son aconsejables para suelos arcillosos). Además permiten trabajar con capas de mayor espesor que otros métodos lo que, comparativamente, reduce los costos.
- e) Métodos mixtos. Combinan los efectos de dos o más sistemas tradicionales como los compactadores de rodillo liso vibratorio, los rodillos pata de cabra



vibratorios, los compactadores neumáticos vibratorios, los rodillos lisos vibratorios y de neumáticos, etc.

3.11 Compactación en laboratorio

Los procesos de compactación de campo son en general demasiado lentos y costosos como para reproducirlos a voluntad, cada que se desee estudiar cualquiera que sus detalles; no proporcionan un modo practico de disponer de una herramienta de análisis, estudio e investigación, tal como lo requiere el problema de la compactación suelos, con sus muchas complicaciones y complejidades. Así, su tendencia a desarrollar pruebas de laboratorio que reproduzcan fácil y económicamente aquellos procesos debió ser obvia para cualquiera que se interesara (e interese) en racionalizar las técnicas en campo y en conocer más un proceso tan difícil e importante.

Las mismas razones inducen a las pruebas de laboratorio a ser base de estudios para proyecto y fuente de información para planear un adecuado tren de trabajo de campo; la alternativa seria o establecerlo sobre bases únicamente personales, fundadas en la experiencia anterior, pero sin ningún estudio para el caso, o desarrollarlo en un modelo a escala natural, verdadera duplicación de la estructura que se vaya a construir, llegando como limite al absurdo total de hacer algo para aprender a hacerlo (absurdo, naturalmente, en el caso de que se habla, pero no en relación a otras actividades humanas).

Así plantando el problema, las pruebas de compactación de laboratorio se justifican solo en términos de su representatividad de los procesos de campo que reproducen. Y esta representatividad ha de ser llevada a sus últimas consecuencias, son pena de caer en un deposito y llegar a estudiar detenida y acuciosamente en el laboratorio un proceso que no tenga nada (o no tenga mucho) que ver con el proceso de compactación de campo que se supone que reproduce; este divorcio podría llegar a tener consecuencias graves en cuanto a las conclusiones practicas que se adopten y, desde luego, las tendría al desviar fuera de sus cauces justos y razonables el criterio de aquellos ingenieros que juzgaran el proceso de compactación a través del laboratorio de manera única o principal.

En rigor, actualmente se hacen dos usos principales de las pruebas de compactación de laboratorio. En el primero, se compactan los suelos para obtener datos para proyecto de estructuras de tierra; esta información se refiere a resistencia, deformabilidad, permeabilidad, susceptibilidad al agrietamiento, etc. En este caso, la representatividad de la prueba, en el sentido de que se produzca



en el laboratorio un suelo con las mismas propiedades mecánicas que después se obtendrán al compactar los materiales en el campo, es obviamente esencial. Pero hay un segundo uso de las pruebas de compactación, que es el que de ellas se hace en las operaciones de control de calidad; en este caso, la prueba funciona fundamentalmente como un índice comparativo del peso volumétrico de laboratorio y de campo y la similitud de propiedades mecánicas entre ambos es mucho menos importante, siéndolo por consecuencia cualquier idea de “representatividad” referente a la prueba. Lo esencial de un índice de comparación es que sea siempre el mismo.

Ya se comento con relativa extensión el conjunto de factores que afectan a un proceso de compactación; es obvio que todos deben contemplarse al establecer una prueba de laboratorio. Como existen tantos modos de compactar suelos en el campo, es también razonable pensar que no se logra tener una sola prueba, con una única técnica estandarizada, que pueda representarlos a todos. Así, es lógico pensar que haya pruebas de compactación de varios tipos. La energía de compactación influye mucho también en los resultados del proceso, y hoy los equipos de campo la aplican en formas muy variadas, de manera que también habrá variantes en las pruebas por este concepto.

A un cuando otros factores actúan como variables que afectan el proceso de compactación, solo los antes mencionados han sido utilizados para diferenciar pruebas de laboratorio, por lo menos las más comunes.

3.11.1 Ensayo de compactación de suelos.

Ensayo Próctor (el espacio Próctor).

La resistencia de un suelo depende principalmente de su compacidad y en consecuencia de su densidad. Cuanto más compacto y denso es un suelo, más resistente será.

La resistencia de un suelo depende también de la cantidad de agua que contiene. En efecto, el agua contenida en un suelo lubrica los granos y les permite deslizarse los unos sobre los otros más fácilmente. Pero una cierta humedad permite el movimiento de las partículas del suelo y en consecuencia su compactación.

La finalidad del ensayo PROCTOR es determinar la cantidad óptima de agua de un suelo que permite la mejor compactación para una energía dada. Está basado en el hecho de que la compacidad es proporcional a la densidad del terreno seco. La parte de una muestra de un suelo secado mediante estufa se compacta con



una energía y una humedad fija y se mide su densidad seca. Hay que realizar las mismas observaciones aumentando progresivamente la humedad y se dibujará finalmente una curva, siendo las abscisas las húmedas y las ordenadas las densidades secas correspondientes. Esta curva presenta un máximo para una cierta humedad que se llama por definición óptimo Proctor.

En mecánica de suelos, el ensayo de compactación Proctor es uno de los más importantes procedimientos de estudio y control de calidad de la compactación de un terreno. A través de él es posible determinar la compactación máxima de un terreno en relación con su grado de humedad, condición que optimiza el inicio de la obra con relación al costo y el desarrollo estructural e hidráulico.

Existen dos tipos de ensayo Proctor normalizados; el “ensayo Proctor normal”, y el “ensayo Proctor modificado”. La diferencia entre ambos estriba en la distinta energía utilizada, debido al mayor peso del pisón y mayor altura de caída en el Proctor modificado.

Ambos ensayos se deben al ingeniero que les da nombre, Ralph R. Proctor (1933), y determinan la máxima densidad que es posible alcanzar para suelos o áridos, en unas determinadas condiciones de humedad, con la condición de que no tengan excesivo porcentaje de finos, pues la prueba próctor está limitada a los suelos que pasen totalmente por la malla N° 4, o que tengan un retenido máximo del 10 % en esta malla, pero que pase (dicho retenido) totalmente por la malla 3/8”. Cuando el material tenga retenido en la malla 3/8” deberá determinarse la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo con la prueba de próctor estándar.

El ensayo consiste en compactar una porción de suelo en un cilindro con volumen conocido, haciéndose variar la humedad para obtener el punto de compactación máxima en el cual se obtiene la humedad óptima de compactación. El ensayo puede ser realizado en tres niveles de energía de compactación, conforme las especificaciones de la obra: normal, intermedia y modificada.

La energía de compactación viene dada por la ecuación:

$$Y = \frac{n \cdot N \cdot P \cdot H}{V}$$

Donde:

- Y = energía a aplicar en la muestra de suelo;
- n – numero de capas a ser compactadas en el cilindro de moldeado;



- N – numero de golpes aplicados por capa;
- P – peso del pisón;
- H – altura de caída del pisón; y
- V – volumen del cilindro.

El grado de compactación de un terreno se expresa en porcentaje respecto al ensayo Proctor, es decir, una compactación del 85 % de Proctor normal quiere decir que se alcanza el 85 % de la máxima densidad posible para ese terreno.

Las principales normativas que definen estos ensayos son las normas americanas ASTM D-698 (ASTM es la American Society for Testing Materials, Sociedad Americana para el Ensayo de Materiales) para el ensayo próctor estándar y la ASTM D-1557 para el ensayo próctor modificado. En España existen las normas UNE 103-500-94 que define el ensayo de compactación Proctor normal y la UNE 103-501-94 que define el ensayo Proctor modificado.

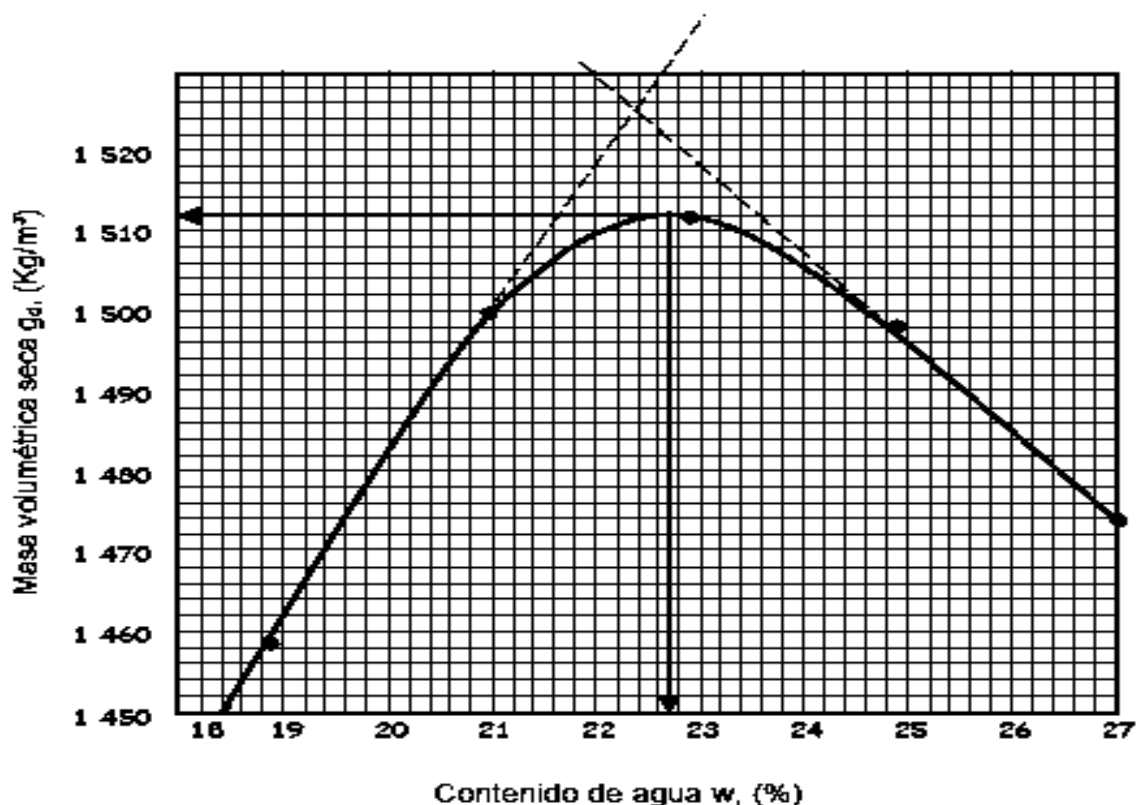


Fig. 25 Curva de compactación para prueba dinámica ASSHTO. (M. MMP.1.09/06)



4 Estudio del comportamiento del limo de la autopista Pátzcuaro - Uruapan

4.1 Muestreo del material

El suelo que se adquirió para la tesis se localiza en la autopista Pátzcuaro-Uruapan, es un suelo arcilloso plástico. Como se observa en la Fig. 30.

Se extrajeron 2 sacos de aproximadamente 30 kg para realizar todas las pruebas necesarias, estas muestras fueron disgregadas en el laboratorio para poderlas pasar en distintos números de mallas para las pruebas que se realizaron.

4.1.1 Procedimiento

El material arcilloso que se obtuvo de la carretera Pátzcuaro-Uruapan fue disgregado cuidadosamente, para tener un material más fino y poderla trabajar en el laboratorio de manera satisfecha y de una manera mejor para obtener resultados para las pruebas siguientes.



Fig. 26. Suelo en proceso de disgregación

4.1.2 Resultados

Los resultados de esta muestra, es que se le hizo un disgregado para no tener terrones y pasarlos por las mallas según el tipo de muestra que se realizan en el laboratorio.

4.2 Humedad de campo

El primer paso en el laboratorio, se le obtuvo el peso húmedo del suelo, en el cual fue el suelo original. Este peso 200 gr antes de dejarlo en el horno 24 horas, una



vez cumplida las horas se le saca la diferencia del peso y así obtuvimos el peso húmedo.

4.2.1 Resultado

El resultado obtenido, se realizó después de haber dejado el material en el horno 24 horas para saber qué cantidad de humedad o porcentaje de humedad tenía todo el material, en resumen de todo esto el muestreo tenía un porcentaje de humedad = 26.7 %

$$P.H. = ((200 - 157.8) / 157.8) * 100 = 26.7 \%$$

4.3 Densidad de sólidos (peso específico relativo de los sólidos)

Esta prueba se realizó en base al manual de mecánica de suelos del laboratorio, la cual tiene por objetivo determinar las relaciones masa-volumen de los materiales respecto a la relación masa-volumen del agua, así con la absorción de los materiales y se utilizan para calcular los volúmenes ocupados por el material o mezcla de materiales en sus diferentes condiciones de contenidos de agua y el cambio de masa del material debido a la entrada de agua en sus poros, con respecto a su condición en estado seco, las pruebas se realizan de distinta manera en la fracción del material retenido en la malla N° 4 (núm. 4.75 mm) y en la porción que pasa dicha malla.

El peso específico relativo de los sólidos se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua, a 4°C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión.

4.3.1 Preparación de la muestra

De la muestra obtenida en campo se tomaron 5 kg aproximadamente, los cuales deben pasar por el procedimiento de secado y disgregado, además de cribarlo por la malla N° 4. El material a utilizar será el que pase por dicha malla.

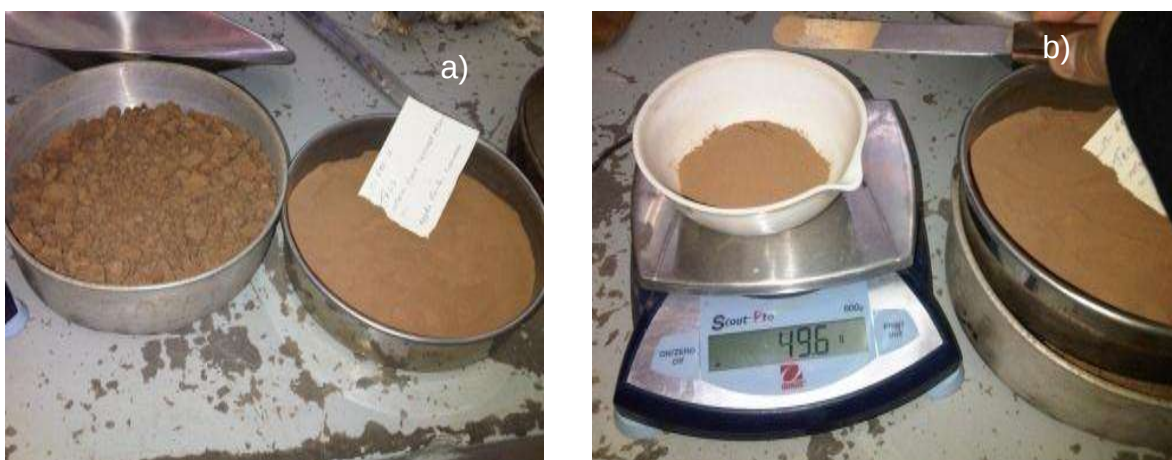


Fig. 27. Preparación de la muestra. a) Suelo que pasa malla #4, b) Verificando contenido de humedad.

El siguiente paso fue calcular la densidad de sólidos, se obtuvo una charola de suelo sin disgregar para luego dejarlo en el horno 24 hrs. Después de cierta hora se extrae del horno para disgregarlo completamente y pasarlo por la malla # 40, una vez pasada por la malla se pesan 50 gramos en una capsula de porcelana.

4.3.2 Procedimiento para el material que pasa la mala N° 4.

A). Una vez que se haya preparado la muestra, inmediatamente el material se le pone en un matraz calibrado con la ayuda de un embudo, después se llena el matraz con agua destilada, aproximadamente la mitad de su capacidad.



Fig. 28 Mezcla de la muestra con agua destilada.

B). Una vez que el material este dentro del matraz y con agua destilada, se pone a calentar a baño maría durante 15 minutos aproximadamente.



Fig. 29 Material sometido a baño maría

C). Pasado el tiempo favorable en que la muestra se haya calentado, se extrae del baño maría, para extraer el aire que tiene dentro de la muestra mediante el dispositivo de succión, se aplica vacío al matraz durante 15 minutos, de modo que se pueda extraer todo el aire que contiene dentro de la muestra, para que el aire sea expulsado en su totalidad, se agita cuidadosamente la suspensión con un movimiento giratorio del matraz alrededor de su eje. La succión máxima que se aplique no deberá de exceder de 100 mm de Hg (0.136 kg/cm³). En caso de no contar con el dispositivo de succión, utilizando la parrilla eléctrica o fuente de calor, se pone en ebullición el agua del matraz durante 15 minutos aproximadamente y moviendo al mismo tiempo el material con el agitador mientras hierve, hasta que todo el aire atrapado sea expulsado.



Fig. 30 Expulsión de aire de la muestra después del baño María



D). Posteriormente se deja enfriar el matraz hasta llegar a una temperatura ambiente, y se le adiciona el volumen de agua destilada necesaria para alcanzar la marca de aforo. De ser necesario se vuelve a aplicar el vacío para asegurar que no haya quedado aire atrapado en la muestra, lo cual ocurrirá cuando no se observe variación en el nivel del menisco, en caso de ser necesario, se quitara o adicionara agua destilada utilizando el cuentagotas, de tal forma que el nivel inferior del menisco conocida como la marca de aforo.

E). Se seca cuidadosamente la superficie exterior del matraz y el interior del cuello del matraz. Para esta última operación se emplea un lienzo absorbente enrollado, evitando tocar el menisco.

F). Se obtiene la masa del matraz con el material y el agua, registrándolo con, $W_{f_{sw}}$, en gramos.

G). El siguiente paso es, tapar el matraz y se invierte varias veces en forma cuidadosa con el fin de uniformizar la temperatura de la suspensión, a continuación se coloca el bulbo del termómetro en el centro del matraz, y obviamente se registra la temperatura que es lo que buscamos, misma que es considerada como la temperatura de la prueba T_p .



Fig. 31 Medición de temperatura después de la expulsión de aire y llenado de agua destilada hasta el aforo de la probeta.

H). Después se vierte toda la suspensión a una capsula de porcelana, empleando el agua necesaria para arrastrar todas las partículas del suelo y se deja reposar durante 24 horas en el horno. Se elimina el agua sobrante atreves del proceso de decantación y se lleva la muestra al horno para su secado total o masa constante,



a una temperatura de 105° c, se determina y se anota la masa seca de la muestra, W_s , en gramos.



Fig. 32 a) Vaciado del material en una capsula de porcelana, b) Pesado de la muestra más tara, c) Introducción al horno, d) Obtención peso muestra seca.

I). Finalmente utilizando la curva de calibración del matraz, se obtiene la masa del matraz con el agua, en gramos, correspondiente a la temperatura de prueba T_p y se registra como W_{fw} .

La densidad relativa del material seco se determina empleando la expresión siguiente:

$$S_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}}$$

En donde:

S_s = densidad relativa de sólidos del material, adimensional.

W_s = masa del material secado al horno, en gramos.

W_{fw} = masa del matraz lleno de agua a la temperatura de prueba t_p , determinada gráficamente de la curva de calibración del matraz, gramos.

W_{fsw} = masa del matraz, contenido del suelo y agua hasta la marca de aforo, a la temperatura de prueba t_p , en gramos.

4.3.3 Resultados

Al realizar todas las pruebas en laboratorio, logamos obtener el resultado del peso específico relativo de los sólidos (S_s) se presentan en la siguiente tabla.



Tabla 1. Obteniendo el promedio de la prueba de la densidad

PRUEBA N°	1	2	3
Matraz N°	10	10	10
W _{fsw} (gr)	716.40	719.50	718.60
Temperatura (°C)	37.0 °	26.0 °	27.0 °
W _{f_w} (gr)	686.75	688.69	688.54
Capsula de evaporación N°.	A-3	A-3	A-3
Peso Capsula muestra seca (gr)	706.10	702.60	806.90
Peso capsula (gr)	657.80	653.90	758.50
W _s (gr)	48.30	48.70	48.40
Ss.	2.590	2.723	2.640
Promediando las pruebas tenemos:	2.651		

4.4 Determinación de límites de consistencia y contracción lineal

Esta prueba se llevó a cabo en base a los procedimientos del manual de mecánica de suelos del laboratorio “ING. LUIS SILVA RUELAS”, junto con la normativa para la infraestructura del transporte de la SCT, establecida en el manual M.MMP.1.07/07.

Esta prueba tiene como objeto conocer las características de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla núm. 0.425 (N° 40), cuyos resultados se utilizan principalmente en edificación y clasificación de los suelos.

4.4.1 Preparación de la muestra

Se toma primeramente 500g de material aproximadamente y tritarlo hasta tener una cantidad de 250g aproximadamente que pase la malla N° 40 ligeramente se registra el peso de dicha malla pasada, la cual se pone en una capsula de porcelana vertiéndole agua destila, dejándolo un lapso de tiempo de 24 horas. A temperatura ambiente.



Fig. 33 Preparación de la muestra para su homogenización

Esto es para que el agua que se le vertió se evaporara, una vez cumplida las 24 horas.

4.4.2 Procedimiento

Se toma 150g de material aproximadamente Se homogeniza poniéndole más agua o menos agua dependiendo el tipo de suelo que sea. Esto tiende a homogeneizarse bien, una vez homogenizada se coloca en la copa Casagrande, previamente calibrada.

4.4.3 Límite líquido

Una vez homogenizada la muestra se coloca en la copa Casagrande se le pone una capa del material para que se tenga un espesor de 8 a 10 milímetros extendiéndola con la ayuda de un espátula en la espátula.



Fig. 34 Homogenización de la muestra



Una vez que el material se haya homogenizado completamente Se efectúa una ranura en la parte central del material que contiene la copa, se acciona la manivela del aparato para hacer caer la copa, a razón de dos golpes por segundos y se registra el número de golpes necesarios para que los bordes inferiores de la ranura se ponga en contacto en una longitud de 13 mm.



Fig. 35 Abertura de la ranura sobre el material

Una vez logrado lo anterior que se haya cerrado la ranura con 25 golpes aproximadamente, se toma aproximadamente 10 gramos del material de la porción cerrada de la ranura y se coloca en un vidrio de reloj, para obtener de inmediato su contenido de agua.



Fig. 36 Obtención del peso de la muestra húmeda

A continuación, una vez tomada la muestra para la determinación de la humedad, se realizan los mismos pasos anteriores para realizar nuevamente la práctica, esto se hace tres o las veces que sea necesario para obtener los límites.



4.4.4 Determinación del límite plástico

El límite plástico es el suelo que se define como el mínimo contenido de agua de la fracción que pasa la malla # 40, para formar con ellas cilindros de 3 mm, sin que se rompan o se desboronen.

Procedimiento de la prueba.

1. Tomando una muestra del material preparado de acuerdo con la prueba del límite líquido, en la cual se le da forma una esfera de aprox. 12 mm de diámetro, esto se puede moldear con los dedos perdiendo humedad y se pueda moldear.
2. A continuación el molde se rola el cilindro con los dedos sobre la placa de vidrio, esto para reducirlo a 3mm, tiene una velocidad de rodaje que deberá ser de 60 a 80 ciclos por minuto.
3. Una vez formado los cilindros se deja secar aproximadamente unos 10 minutos. Para ver que el cilindro se rompa en varios segmentos en cuanto tenga su ruptura rápidamente se le toma el porcentaje de humedad o contenido de humedad.
4. Una vez obtenido su humedad se procede a dejarlo en el horno 24 horas para obtener el peso seco de la muestra.



Fig. 37 Obtención de peso seco del material del límite plástico



4.4.5 Determinación del índice plástico

El índice plástico en suelo mide el intervalo de variación de la humedad dentro el cual el suelo presenta una consistencia plástica.

El índice plástico se define como la diferencia aritmética entre los límites líquido y plástico, mediante esta fórmula.

$$IP = LL - LP$$

Donde:

IP= es el índice plástico del suelo, en por ciento.

LL= es el límite líquido del suelo, en por ciento.

LP= es el límite plástico del suelo, en por ciento.

4.4.6 Determinación de la contracción lineal.

La contracción lineal de un suelo se define como la reducción en a mayor dimensión de un espécimen de forma prismática rectangular, elaborado con fracción de suelos que pasa la malla # 40.

A continuación el material elegido, se homogeniza con agua destilada una vez ya homogenizada se toma un molde de lamina galvanizada obteniéndole las longitudes con el vernier.

Se toma un poco de grasa grafitada para que en el interior de la lamina se remoje y el material dentro de la lamina no se quede pegado al momento de extraerlo y poder tomar sus dimensiones.

El llenado del molde se efectúa en tres capas, utilizando la espátula golpeándolo después de la colocación de cada capa contra una superficie dura.



Fig. 38 Muestra homogenizada dentro del molde para obtener la contracción lineal.

A continuación se enrasa el material en el molde utilizando la espátula y se deja secar en la sombra hasta que cambie ligeramente su color y pierda humedad, después se pone a secar en el horno 18 horas aproximadamente.

Finalmente se mide con el calibrador la longitud media de la barra del material seco y la longitud interior del molde, con aproximación de 0.01 cm.



Fig. 39 Obteniendo longitud y ancho de la muestra fuera del molde.

4.4.7 Determinación de la contracción volumétrica.

En esta prueba se toma el mismo material homogenizado realizadas en las pruebas anteriores.



Se recubre el interior del molde con una capa delgada de lubricante para prevenir la adherencia de suelo al molde.

El material se coloca en tres porciones y golpeándolo contra una superficie dura para que se asiente el material firmemente.

Una vez hecho las tres capas y se halla golpeado, se enrasa el material con una espátula y dejar secar lentamente al aire hasta que la pastilla de suelo moldeado se desprenda de las paredes del molde o hasta que cambie el color del suelo.

Una vez que se haya secado, se deja en el horno 18 horas aproximadamente para tomarle el peso seco del material.



Fig. 40 Material seco para su determinación de la contracción volumétrica

Después de pesar el material seco se llena una taza con mercurio hasta que se desborde, se enrasa presionando con la placa de vidrio y limpiar los restos del mercurio adheridos al exterior de la taza.

Colocar la pastilla de suelo sobre la superficie del mercurio y sumergirlo cuidadosamente mediante las puntas de las placas de vidrio hasta que este tope firmemente contra el borde de la taza.

Enseguida se obtiene el volumen del mercurio desplazado por la pastilla del suelo.



Fig. 41 Determinación de la contracción volumétrica con mercurio fig. a) y b).

4.4.8 Resultados

El cálculo de los límites se presenta en las siguientes tablas:

Tabla 2. Cálculo del límite líquido

LÍMITE LÍQUIDO							
CAPSULA N.	N. DE GOLPES	PESO CAPSULA+SUELO HUMEDO	PESO CAPSULA+SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DEL AGUA (W)
		Gr	gr	Gr	Gr	Gr	%
2	18	18.6	14.8	3.8	8.4	6.4	59.375
15	24	19	15.2	3.8	8.6	6.6	57.5758
10	28	22.5	18.7	3.8	11.9	6.8	55.8824

Tabla 3. Calculo del límite plástico

LÍMITE PLÁSTICO							
47		20.8	19.7	1.1	8.2	3.3	33.3333



CÁLCULO DE LA CONTRACCION LINEAL.

$$CL = \frac{Li - Lf}{Li} * 100$$

$$CL = 5.52\%$$

Donde:

CL= es la contracción lineal aproximada al decimo más cercano, en %.

Li= es la longitud de la barra de suelo húmedo, que corresponde a la longitud interior del molde, en cm.

Lf= es la longitud media de la barra de suelo seco, en cm.

CONTRACCION VOLUMÉTRICA.

Contenido de agua= 23.18

Peso del mercurio= 92.5

$$\gamma_{\text{merc.}} = 13.56$$

$$Pm / \gamma_{\text{merc}} = 6.8$$

$$((W\% - (\text{vol.} - 6.8/\text{ps seco})) \times 100$$

$$C. V = 22.95 \%$$

INDICE PLASTICO.

$$IP = LL - LP = 56.2 - 33.33 = 22.87 \%$$



CURVA DE FLUIDEZ.

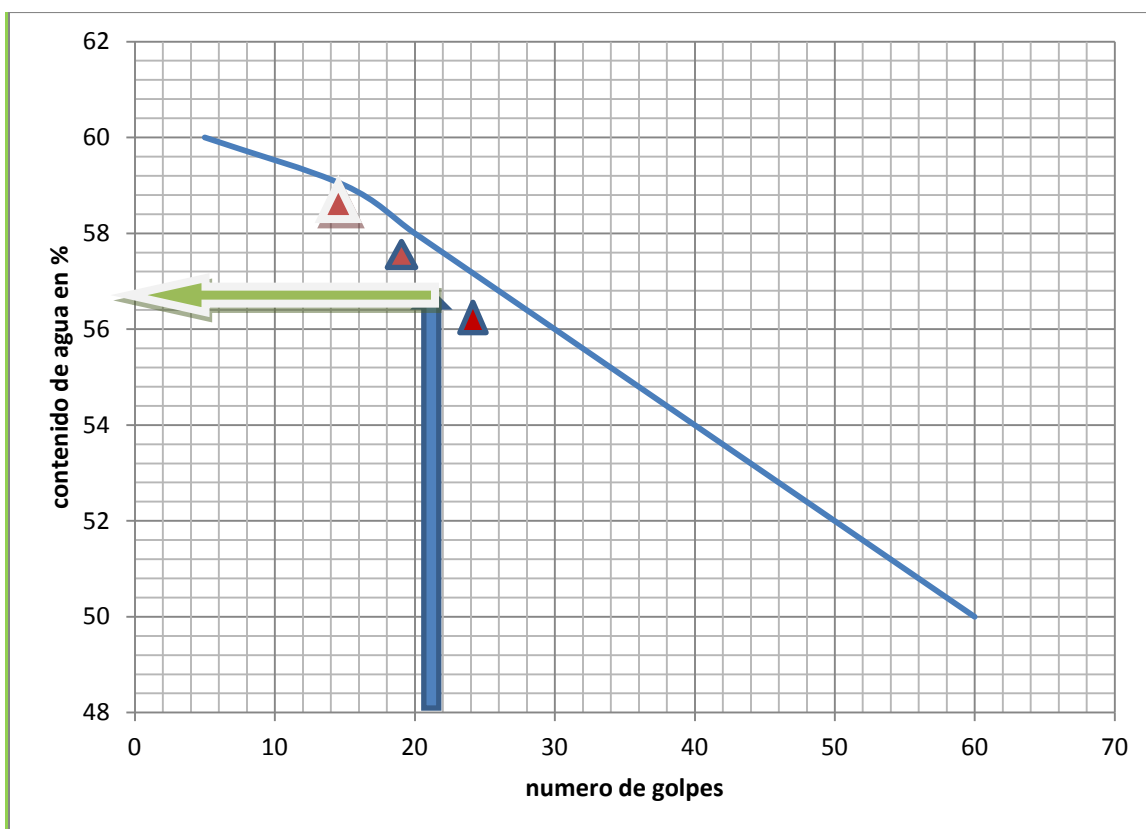


Fig. 42 Obtención del límite Líquido.

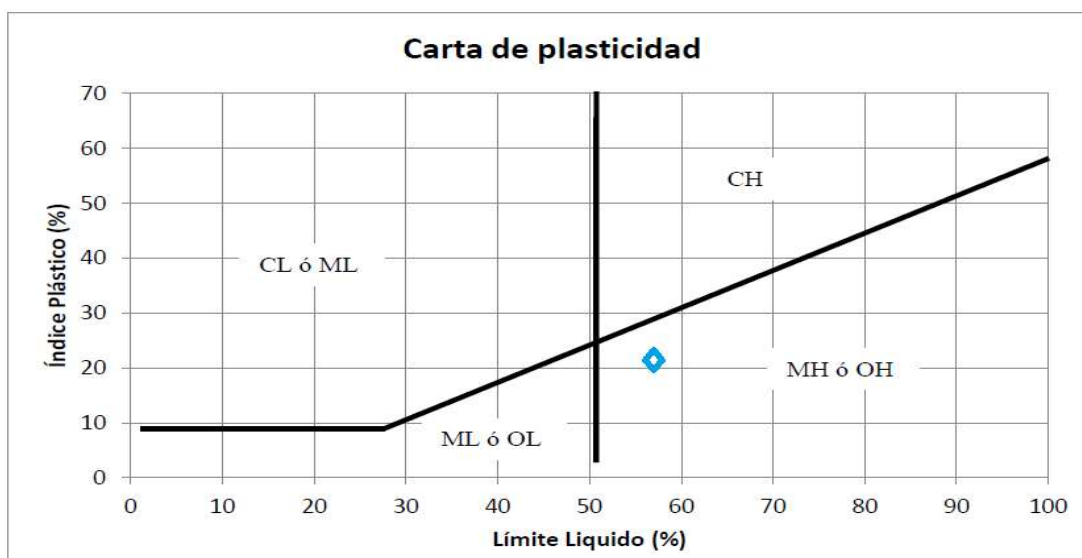


Fig. 43 Clasificación de Suelo en la Carta de plasticidad



4.5 Compactación de suelos, prueba Proctor.

4.6 Proctor estándar.

En mecánica de suelos, el ensayo de compactación próctor es uno de los más importantes procedimientos de estudio y control de calidad de la compactación de un terreno. A través de él es posible determinar la compactación máxima de un terreno en relación con su grado de humedad, condición que optimiza el inicio de la obra con relación al costo y el desarrollo estructural e hidráulico.

Existen dos tipos de ensayo próctor normalizados; el “ensayo próctor normal”, y el “ensayo próctor modificado”. La diferencia entre ambos estriba en la distinta energía utilizada, debido al mayor peso del pisón y mayor altura de caída en el próctor modificado.

Ambos ensayos se deben al ingeniero que les da nombre, Ralph R. Proctor (1933), y determinan la máxima densidad que es posible alcanzar para suelos o áridos, en unas determinadas condiciones de humedad, con la condición de que no tengan excesivo porcentaje de finos, pues la prueba próctor está limitada a los suelos que pasen totalmente por la malla No 4, o que tengan un retenido máximo del 10 % en esta malla, pero que pase (dicho retenido) totalmente por la malla 3/8”. Cuando el material tenga retenido en la malla 3/8” deberá determinarse la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo con la prueba de próctor estándar.

El ensayo consiste en compactar una porción de suelo en un cilindro con volumen conocido, haciéndose variar la humedad para obtener el punto de compactación máxima en el cual se obtiene la humedad óptima de compactación. El ensayo puede ser realizado en tres niveles de energía de compactación, conforme las especificaciones de la obra: normal, intermedia y modificada.

La energía de compactación viene dada por la ecuación.

$$Y = \frac{n \cdot N \cdot P \cdot H}{V}$$

Donde:

Y.- energía a aplicar en la muestra de suelo.

n.- números de capas a ser compactadas en el cilindro de moldeado.

N.- número de golpes aplicados por capa.



P.- peso del pisón.

V.- volumen del cilindro.

El grado de compactación de un terreno se expresa en porcentaje respecto al ensayo próctor, es decir, una compactación del 85% de Proctor normal que quiere decir que se alcanza el 85% de la máxima densidad posible para ese terreno.

Las principales normativas que definen estos ensayos son las normas americanas ASTM D-698 (ASTM es la American Society for Testing Materials, Sociedad Americana para el Ensayo de Materiales) para el ensayo próctor estándar y la ASTM D-1557 para el ensayo Proctor modificado. En España existen las normas UNE 103-500-94 que define el ensayo de compactación Proctor normal y la UNE 103-501-94 que define el ensayo Proctor modificado.

Con base al manual del laboratorio de mecánica de suelos de la facultad de ingeniería civil, se pudo realizar dicha prueba y la obtención de los resultados.

En esta prueba, la compactación consiste en un proceso repetitivo, cuyo objetivo es conseguir una densidad específica para una relación óptima de agua, al fin de garantizar las características mecánicas necesarias del suelo.

4.6.1 Procedimiento.

Después del secado, disgregado y cuarteo del material en estudio se toma una muestra representativa de aproximadamente 2 kilos que pase por la malla No. 40,



Fig. 44 Preparación de la muestra que pasa la malla N° 40.

Después, en el cuarto húmedo, se le agrega agua en tal cantidad que su contenido de humedad quede entre 4 y 6% por debajo del contenido de agua



optimo. Posteriormente se uniformiza el agua con las manos de tal manera que no se formen grumos o que el agua pueda saturar en unas partes el material y en otras quede sin humedad.

El material homogenizado se divide en tres partes aproximadamente iguales y se procede a colocar una de las fracciones en el molde de prueba, previamente engrasado, con su collarín, y se inicia la compactación del material con el pisón correspondiente, aplicándoles 25 golpes a cada capa.



Fig. 45 Apisonado de la muestra dentro del molde en tres capas, 25 golpes cada capa.

Una vez realizado lo anterior, se quita el collarín del molde y debe de cumplir que el material compactado no sobresalga en un espesor promedio mayor a 1.5 cm. De lo contrario esta prueba queda invalida y es necesario repetirla con nuevo material, utilizando una cantidad de material ligeramente menor a la usada anteriormente. En caso de que no exceda del espesor indicado, se procede a enrasar con un cuchillo la parte superior, se pesa y se registra su valor.



Fig. 46 Extracción de la muestra del molde para obtener su peso.

Después del espécimen, se corta longitudinalmente y de su parte central se obtiene una porción representativa, se coloca en una capsula de porcelana y se registra el peso húmedo de la muestra más la capsula. Se deja en el horno durante 24 horas para su secado y poder determinar su contenido de humedad.



Fig. 47 Extracción de una porción de la muestra para su obtención del peso seco.

Nuevamente se repite el proceso, con 2 kilos se le adiciona más agua en una porción de un 2% con respecto al peso inicial de la muestra. Se distribuye nuevamente el agua homogéneamente y se repite el proceso de compactación como el descrito anteriormente. Se compacta las veces necesarias hasta que el valor del peso del molde + el suelo húmedo sea menor que el inmediato anterior.

Para que se pueda tener una determinación correcta de la curva de compactación, es recomendable que se realicen entre 4 o 6 ensayos.



4.6.2 Materiales

2 kilogramos de material.

Un cucharón.

Una charola.

Malla del núm. 4

Un molde de acero.

Un pisón.

Enrazador.

Balanza electrónica.

4.6.3 Resultados.

Para esta prueba se realizó 5 ensayos, para tener un mejor resultado en la gráfica y un mejor resultado en los cálculos, ya que en la gráfica hubo un muy buen ajuste de una parábola, de tal manera que dos puntos quedaron por debajo de la humedad óptima y dos por arriba, y prácticamente el punto de en medio fue el contenido de humedad óptimo ($W_{opt} = 43\%$) y el peso volumétrico seco máximo ($\gamma_d = 1.187 \text{ t/m}^3$).

Tabla 4. Cálculo de la compactación, prueba próctor.

COMPACTACION DE SUELOS, PRUEBA PROCTOR.							
PRUEBA No.	1	2	3	4	5	6	7
peso molde + suelo húmedo (gr)	3150	3195	3380	3420	3555	3545	3580
peso molde (gr)	1970	1970	1970	1970	1970	1970	1970
peso suelo húmedo (gr)	1180	1225	1410	1450	1585	1575	1610
peso específico húmedo (t/m^3)	1.253	1.301	1.497	1.54	1.683	1.673	1.71
capsula No.	1	1	1	1	1	1	1
peso capsula + suelo húmedo (gr)	176.8	210	516	342	416.5	273.4	382.5
peso capsula + suelo seco (gr)	166.8	192.8	441.9	288.8	358.9	224.7	342.6
peso del agua (gr)	10	17.2	74.1	53.3	57.6	48.7	39.9
peso capsula (gr)	129.8	137.7	253.3	153.1	221.1	126.6	253.3
peso suelo seco (gr)	37	55.1	188.6	135.7	137.8	98.1	89.3
Contenido de agua w (%)	27.03	31.21	39.29	39.2	41.79	49.64	44.68
peso específico seco (T/m^3)	0.986	0.992	1.075	1.106	1.187	1.118	1.182
relación de vacíos: e							

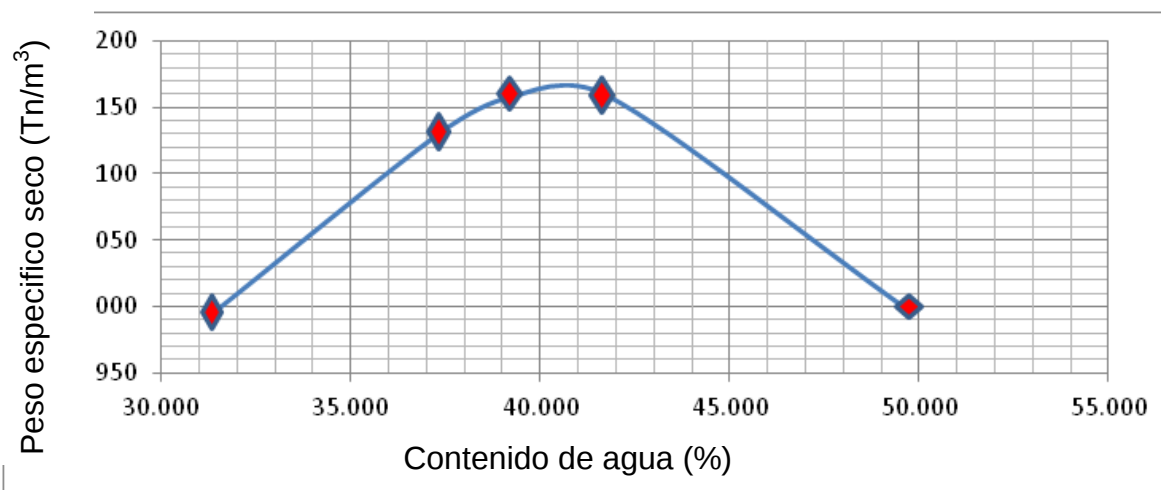


Fig. 48 Curva de compactación, Proctor estándar

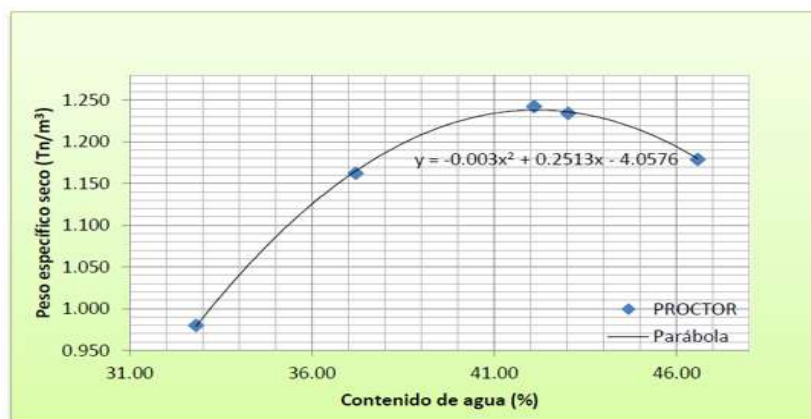


Fig. 49 Curva de compactación, Proctor estándar

4.7 Determinación del V. R. S. (modificada)

Por medio del manual del laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y del manual de normas de la S C T. M.MMP.1.12/08. Se pudo llevar a cabo la realización de esta prueba en el laboratorio de mecánica de suelos.

El objetivo de esta prueba, es determinar si el suelo en estudio, tiene la calidad para ser empleado en las capas: base, sub-base y sub-rasante.

Esta prueba se realizó a un 90 % del grado de compactación y con una humedad óptima de 43%, esta óptima se obtuvo de la prueba Proctor estándar.



El valor relativo de soporte de la subrasante, el procedimiento actual se basa en una prueba de laboratorio, la cual, de acuerdo con los estudios realizados, no tiene correlación directa con el valor relativo de soporte crítico en el campo.

4.7.1 Preparación de la muestra.

Se toman 4 kilogramos de muestra cribado pasado por la malla N°4, la cual se toman 200 gramos aproximadamente para calcular el porcentaje de humedad inicial.

Y dependiendo de ese cálculo, se obtiene la cantidad de agua requerida y la cantidad de material requerido a compactar.



Fig. 50 a) Preparación del material, b) Obtención de humedad inicial de la muestra.

4.7.2 Procedimiento.

Una vez preparada la muestra de 4 kilogramos, y haber calculado el agua requerida y material requerido, tiende a homogenizarse por completo, se le vierte la cantidad de agua, sin que se formen grumos o terrones.

Para que no pierda humedad la muestra, es recomendable trabajar en el cuarto húmedo del laboratorio de mecánica de suelos, así se podrá evitar la evaporación de agua que pueda afectar la prueba, ya que debería de dar la misma cantidad de humedad óptima ala inicial, o por lo menos que no varíe tanto a una cantidad de 0.8 ml.



Fig. 51 Homogenización uniforme de la muestra.

Una vez homogenizado la muestra, dependiendo el cálculo del material requerido tiende a vaciarse en el molde cilíndrico, el material se vierte en tres capas con 25 golpes cada una.

Antes el molde debe ser engrasado, para que el molde hecho por el material no se nos haga difícil de extraerla.



Fig. 52 La muestra se vierte en el molde en tres capas con 25 golpes cada una.

Posteriormente se pasa a la “prensa hidráulica para ensaye de prueba Porter” en donde se le somete un esfuerzo, con una medida de una regla se le pone la carga.



Fig. 53 Se le aplica una carga a la muestra con el prensador hidráulico

Una vez aplicada la carga requerida, tiende a ponerse unas placas dentro del cilindro, encima del material compactado. Esas placas tienen una abertura en medio, en donde esa abertura tendrá contacto con la máquina de prensa de V. R. S. para la resistencia a la penetración.



Fig. 54 Se le coloca dos placas de acero encima de la muestra pero dentro del molde antes de colocarla en la prensa de V. R. S.

Después de colocar las placas, se instala en la prensa para, V. R. S. para determinar su resistencia la penetración. Colocándole un micrómetro en donde se tomara lectura de cada penetración.



Fig. 55 Colocación de la muestra para obtener la penetración en la prensa del V. R.S.

Se aplica la carga de forma que el pistón de penetración se introduzca en el material con una velocidad uniforme de aproximadamente de 1.27 mm/min, leyendo y registrando las cargas aplicadas para obtener cada una de las penetraciones indicadas en la tabla 0 de este manual, con aproximación de 10 N (1.02 kg).

Tabla 5 Relación de tiempo-penetración

Lecturas	Tiempo min:s	Penetración mm
Primera	1:00	1,27
Segunda	2:00	2,54
Tercera	3:00	3,81
Cuarta	4:00	5,08
Quinta	6:00	7,62

A continuación se observa la grafica del V R S. respecto a las penetraciones y tomas de lecturas.

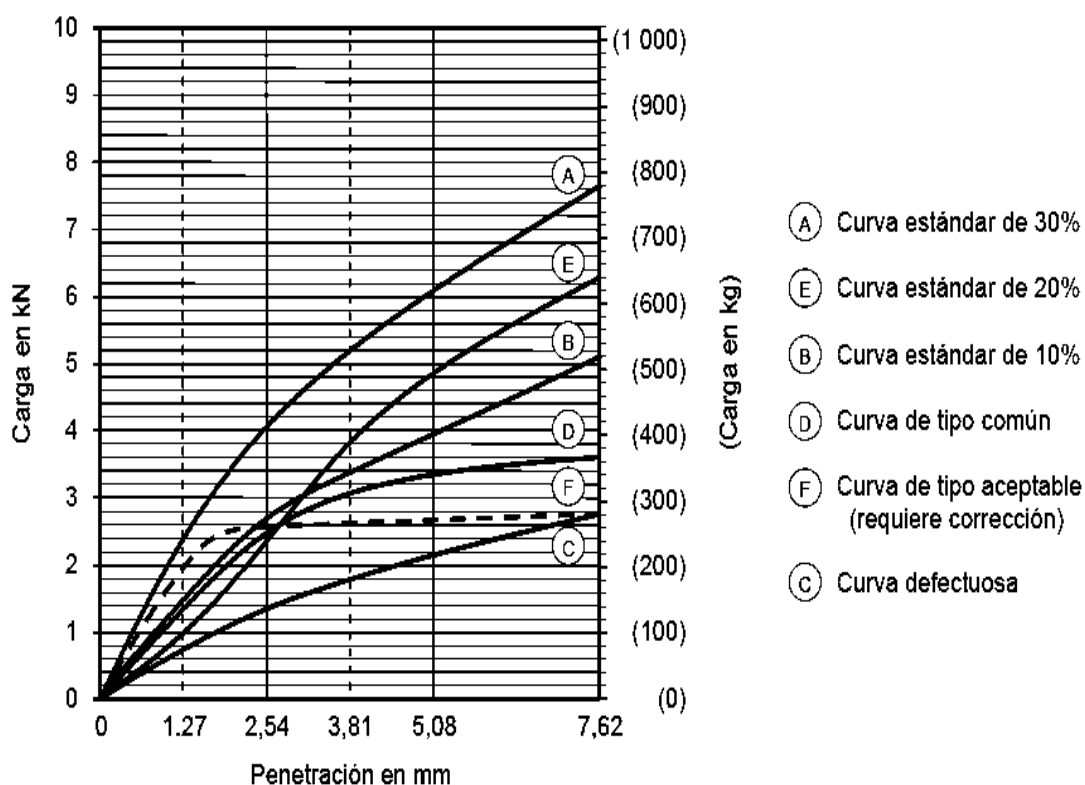


Fig. 56 Curvas típicas de carga-penetración

Después de que se hayan tomado todas las lecturas, se desmonta la muestra de la prensa del V. R. S. sacándolo del molde, se le extrae una pequeña porción de material de 200 g. aproximadamente, para dejarlo al horno y ponerlo a secar.

Esto sirve para calcular su peso seco máximo de la muestra y ver la humedad inicial con que se inició.



Fig. 57 Muestra extraída y secado en el horno para obtener su peso seco.



4.7.3 Cálculos y resultados.

Cálculo del porcentaje de humedad inicial de la muestra.

-peso de la capsula = 160.3 g.

-peso de capsula = 200 g.

-peso seco de la muestra = 145.4 g.

$$H_f = \frac{200 - 145.4}{145.4} * 100 = 37.55 \%$$

$$W_{opt.} = 41.4 \%$$

$$W_{inicial} = 37.55 \%$$

Donde: $43 \% + 3 \% = 46 \% * 0.9 = 41.4 \%$

4.8 Curva característica.

Como se comentó anteriormente, las relaciones succión-humedad (o succión-grado de saturación) desempeñan un importante papel en la caracterización del suelo parcialmente saturado. La representación gráfica de esta relación se denomina curva característica, curva de succión o curva de succión.

En el laboratorio se realizó la prueba de curva característica, en la cual se preparó el material, pasándolo por la malla # 10. Con un óptimo de humedad de 43%. Una vez la muestra conformada, tiende a montarse en el aparato consolidómetro en la cual hubo una saturación de 12 días aproximadamente. Una vez saturada la muestra, rápidamente se empezó a tomar lecturas para la determinación de la permeabilidad. En la cual tardó 5 días aproximadamente tomando lecturas de la muestra para posteriormente realizar los cálculos y obtener la gráfica y su ecuación una vez terminada, como se muestra en la figura 58. La permeabilidad saturada resultó de $K_{sat} = 0.7458152 \text{ cm/seg}$.

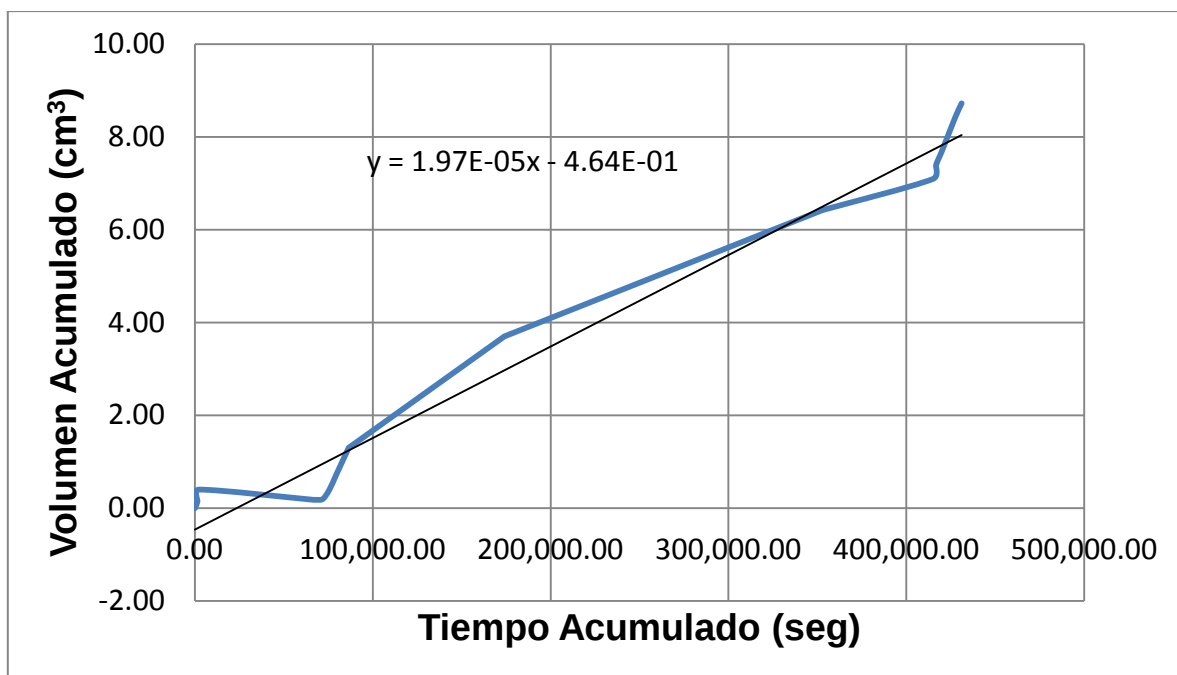


Fig. 58 Gráfica de volumen contra el tiempo en condiciones saturadas.

Al terminar la prueba de permeabilidad, se realizó lo siguiente, a la muestra se le sometieron 6 presiones que van desde los 10 kPa a los 400 kPa, que son succiones aplicadas al suelo. En cada incremento de presión se midió el volumen de agua desalojado del consolidometro, el cual nos permitió calcular el contenido volumétrico de agua después de cada presión. Una vez que se obtuvieron esos datos se pudo realizar los cálculos para obtener la curva característica succión-contenido volumétrico de agua que se muestra en la figura 59.

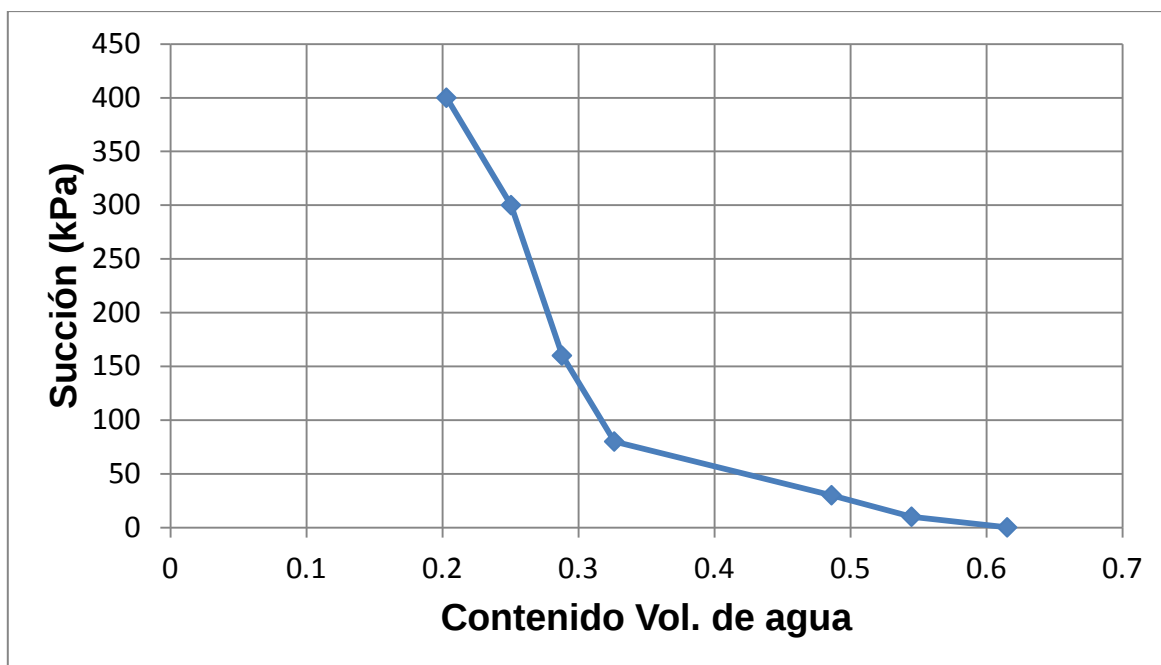


Fig. 59 Curva característica succión-contenido volumétrico de agua.

4.9 Prueba de la consolidación en el suelo parcialmente saturado.

Se denomina consolidación de un suelo a un proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocado por la actuación de solicitaciones (cargas) sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo. Producen asentamientos, es decir, hundimientos verticales, en las construcciones que pueden llegar a romper si se producen con gran amplitud.

Existen tres tipos de consolidación:

1.- consolidación inicial (CI).

Reducción casi instantánea en el volumen de la masa de un suelo bajo una carga aplicada, que precede a la consolidación primaria, debida principalmente a la expulsión y compresión del aire contenido en los vacíos del suelo.

2.- consolidación primaria:

Reducción en el volumen de la masa de un suelo originada por la aplicación de una carga permanente y la expulsión del agua de los vacíos, acompañada por una transferencia de carga del agua a las partículas sólidas del suelo.



3.- consolidación secundaria:

Reducción en el volumen de la masa del suelo, causada por la aplicación de una carga permanente y el acomodo de la estructura interna de su masa, luego de que la mayor parte de la carga ha sido transferida a las partículas sólidas del suelo.

La compresibilidad de los suelos determinada mediante este método, es una de las propiedades más útiles que pueden obtenerse a partir de ensayos de laboratorio. Los datos que resultan del ensayo de consolidación pueden usarse para hacer un estimativo tanto de la tasa, como de la magnitud del asentamiento diferencial y/o total, de una estructura o de un relleno. Estas apreciaciones suelen tener una importancia decisiva para elegir el tipo de fundación y evaluar su conveniencia.

En esta prueba es la parte experimental más importante de la tesis, este ensayo describe el procedimiento para determinar el grado de asentamiento que experimenta una muestra de suelo al someterla a una serie de incrementos de presión o carga.

4.9.1 Preparación de la muestra.

Del material cuarteado y desintegrado se obtuvo 4 kilogramos para la preparación de la muestra para la consolidación, pasándolo por la malla N° 10. Así como también calculándole la humedad inicial o qué porcentaje de humedad contenía el material antes de realizar el procedimiento.



Fig. 60 Muestra que pasa la malla N°10



4.9.2 Procedimiento.

A). Una vez teniendo los 4 kilogramos de material a preparar para la muestra y haberlo pasado por la malla N° 10, después de haber realizado a baño María, 200 gramos de la misma muestra se pudo calcular el agua por agregar a la muestra. Teniendo los resultados, se le agrego agua a la muestra, de manera uniforme tal que no le se formaran grumos o terrones como se muestra en la imagen.



Fig. 61 Homogenización de la muestra

B). Estando la muestra preparada, antes de ponerlo al molde, el cilindro deberá ser engrasado para que la muestra no se adhiriera al molde o no se nos dificulte al momento de extraerla, para verterlo al molde se necesita de tres capas y cada una de ellas se deberá darle 25 golpes cada una con la varilla punta de bala.



Fig. 62 Vertido de la muestra al molde en tres capas.



C). Después de haber puesto el material en el molde, rápidamente es sometido a la máquina de prensas hidráulicas para ensayo de prueba Proctor, manualmente se le incrementa un esfuerzo o una carga teniendo como medida una regla de madera en donde nos indica hasta qué punto dejamos de incrementar la carga



Fig. 63 Aplicación de esfuerzo con la máquina de prensar hidráulico

D). Cumplido lo anterior, se saca el material del molde quedando una barra cilíndrica, con la misma máquina se extrae el molde con unas maderas en forma de cubo quitándole el cabezal de la máquina para poder poner las maderas que nos ayudan a expulsar el metal cilíndrico y que darnos con la pura muestra.



Fig. 64 Extracción de la muestra con el prensador hidráulico.

E). Al extraer la muestra, rápidamente se remoldea, al mismo tamaño del anillo que se montara en el consolidómetro, teniendo mucho cuidado que no sea menor la remoldea al diámetro del anillo deberá quedar justo el material dentro del anillo sin que tenga algún espacio en las paredes o que quede flojo.

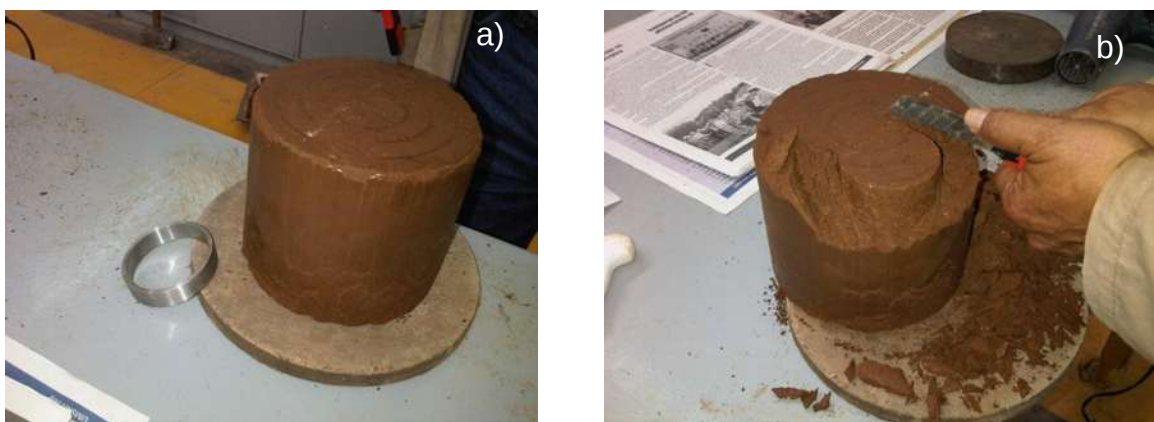


Fig. 65 Preparación de la muestra para la remoldeada a) y b)

F). Teniendo la muestra dentro del anillo se procede a pesar la muestra más el anillo en gramos, antes se deberá de tener el peso del anillo, el diámetro y el volumen para los cálculos y análisis finales, una vez que se haya registrado el peso de la muestra en seguida deberá ser montada en el aparato de consolidación tomando cierto proceso para el montaje.



Fig. 66 Peso de la muestra húmeda con el anillo.

G). El montaje consta de ciertos procesos, antes de montar la muestra, el aparato deberá de tener una piedra porosa para que le sirva de base a la muestra pero más que nada para la saturación, se le vierte agua encima y después va la muestra con un papel filtro en la parte superior de ella como se muestra en la figura 67.

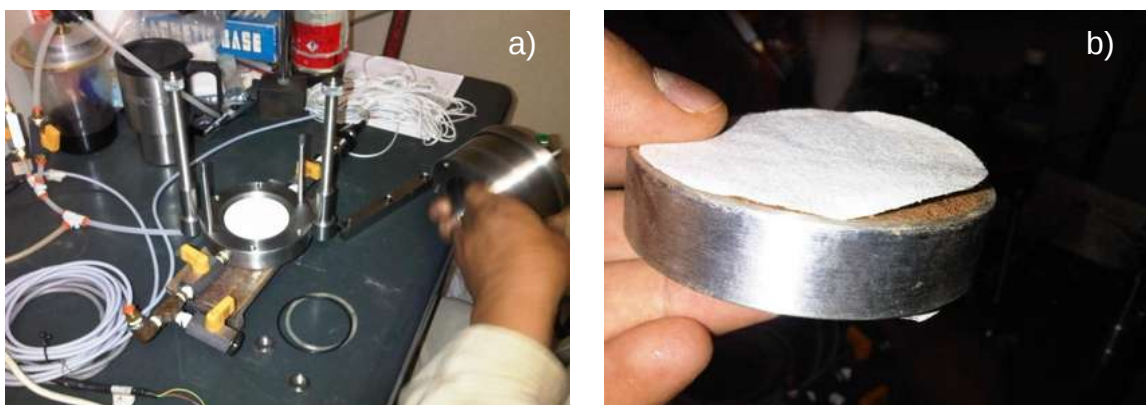


Fig. 67 a) Piedra porosa al interior del consolidometro y b) Papel filtro al interior de la muestra.

H). Estando la muestra encima de la piedra, se colocan las otras placas a cómo van a acomodadas, que a continuación se muestra en la figura 70.



Fig. 68 Montaje del espécimen den el aparato de consolidación

I). Al final de montar la muestra se deja saturando aproximadamente de 4 a 5 días, la saturación se basa por medio de una pipeta en donde se le toma las lecturas del agua y se va midiendo el tiempo por cada cuanto le va entrando agua a la muestra. Una vez que el agua deje de fluir por la pipeta, se deja de saturar.

4.9.3 Procedimiento de aplicación de la succión al inicio de la prueba

Al aplicar la succión en la prueba ya saturada, ligeramente se le aplica una presión de aire la cual tiende a ser al principio para esta primera prueba fue de 100 (kPa) en la cual se mantuvo esa presión desde un principio hasta que se le aplicaron las cargas y al final de las cargas. Al ponerle presión de aire a la muestra, esta tiende a ser presionada hacia abajo pero sin desaturarse ya que tenemos la piedra como barrera y para que no haya una desaturacion en la muestra dicha piedra contiene pequeños poros al momento de que la presión de aire ejerce presión sobre la



muestra y sobre ella, la humedad que se infiltra dentro de dicha piedra tiene a retenerse en ella ya que el agua ocupa un lugar en los pequeños poros de la piedra, entonces podemos decir que la presión del agua es cero ya que no ejerce ninguna presión contra el aire, ya la formula de la succión es, $S = W_a - W_w$ en (kPa).

4.9.4 Descripción del equipo.

El consolidometro, es un dispositivo para mantener la muestra dentro de un anillo el cual puede estar fijado a la base, con piedras porosas sobre cada cara de la muestra. El consolidometro deberá proporcionar también medios para sumergir la muestra, aplicar la carga vertical, y medir el cambio de espesor de la misma.

En lo que comprende en la descripción del equipo, corresponde todas sus partes del consolidometro así como también el manejo de dicho equipo y su instalación al momento de montar una prueba en proceso.

El equipo consta de 4 placas de acero, una piedra porosa que nos ayuda a retener la desaturación de la muestra y en la parte superior de la última placa del aparato están la entrada de aire y la entrada de carga.

Por medio de un tubo de manguera se le pone la carga a la muestra que está conectada directamente del aparato donde se controlan los manómetros y también la manguera que conecta a la presión se regula con unos manómetros como se muestra en la figura 69.

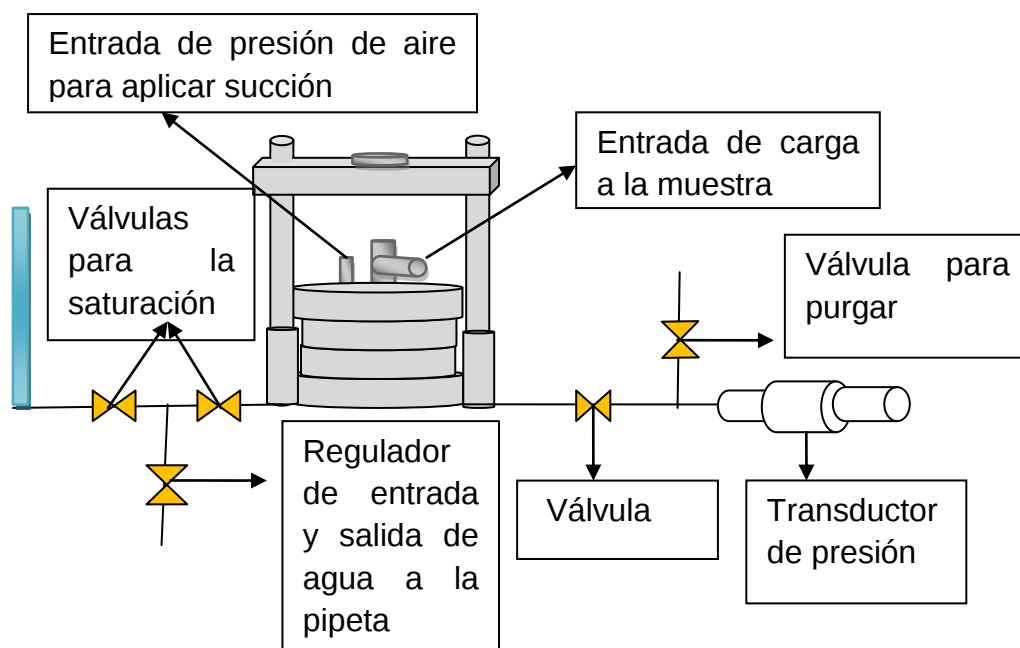


Fig. 69 Esquema de equipo de consolidación.

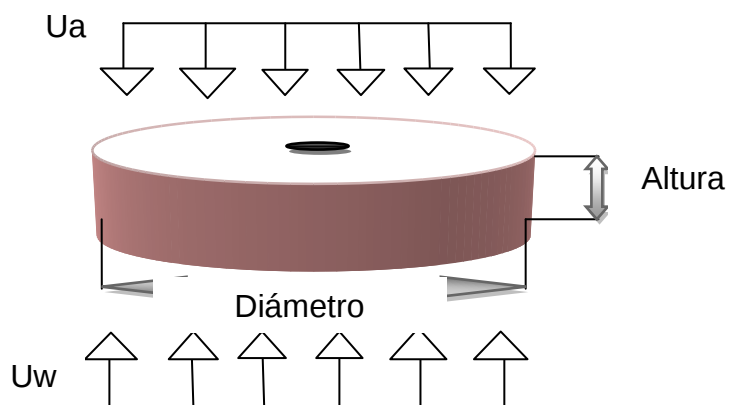


Fig. 70 Presiones aplicadas sobre la piedra porosa de alto valor de entrada de aire.



4.9.5 Incrementos de carga.

Posteriormente se le pone una carga, que se regula con los manómetros del panel de control y esto va hasta de cuatro a cinco cargas todas en (kPa). Cada carga deberá durar 24 horas aproximadamente, Todas las cargas son registradas en la computadora con el programa Labview, registrando el tiempo, la deformación, presión del agua y presión del aire, datos que son importantes para los cálculos finales.

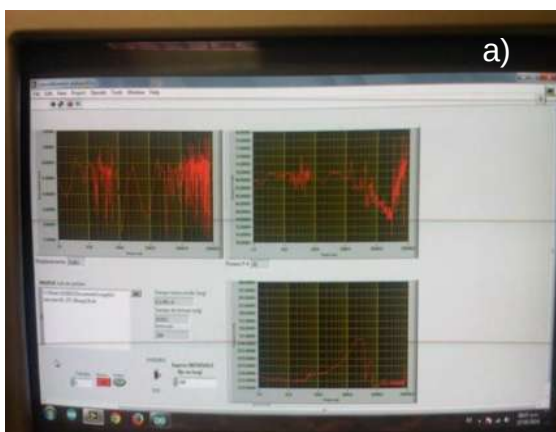


Fig. 71 a) Demostración de la gráfica al poner en prueba un espécimen de suelo al consolidometro y b) Manómetros que se usan al momento de montar la prueba.

Cumpliendo con las carga se inicia el proceso de descarga, estas tardan menos tiempo que las cargas, al momento de terminar con la última descarga se inicia el proceso del desmonte de la muestra, de tal manera que con mucho cuidado se deberá de extraer la muestra con el anillo y deberá ser pesado para registrar su peso húmedo y ponerlo al horno 24 horas.

4.9.6 Cambios intermedios de succión.

En el ensayo 1 no tuvimos cambio de succión, ya que la presión del aire se mantuvo para todas las cargas externas del espécimen.

Es de esperar que un cambio de succión altere el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo (Lawton, et al 1991) (citado por Barrera N. 238, Qro. 2004)

4.10 Resultados de Ensayos de Laboratorio de Consolidación

4.10.1 Prueba 1 solo con succión.

En esta prueba se realizó con una sola succión para todas las cargas y descargas a comparación de la prueba dos, como se ha venido explicando anteriormente no



se realizaron cambios de succión, en los resultados veremos con más precisión en base a la succión.

La diferencia entre la presión del aire y la de agua es la succión matricial aplicada a la muestra ($U_a - U_w$).

4.10.1.1 Resultados de la primera prueba de consolidación.

Después de los análisis de las pruebas de consolidación se obtuvieron los resultados, así como también las graficas de las deformaciones de la muestra.

Tabla 6 datos de la muestra obtener resultados

Datos de la muestra al compactar		
Diámetro	6.61	cm
altura	1.84	cm
Volumen	63.14087897	cm ³
peso anillo	100.8	gr
peso muestra húmeda +anillo	188.3	gr
Peso de la muestra húmeda	87.5	gr
Peso específico de la muestra	1.385790021	gr/cm ³
Peso específico seco de la muestra	1.0041	gr/cm ³
Contenido gravimétrico de agua inicial	38.013	%
Volumen inicial del agua	24.100	cm ³
Contenido volumétrico inicial de agua	38.1686	%

Tabla 7 Obtención de los volúmenes de agua de la muestra

Fase de cambio de succión	100	kPa
Volumen de agua inicial	24.100	cm ³
Volumen desalojado durante la prueba	17.78	cm ³
Volumen de agua final	6.320	cm ³
Contenido volumetrico de agua final	10.00936335	%

Tabla 8 Obtención de datos al termino de la muestra

Datos de la muestra al terminar el ensayo		
Peso seco de la muestra + anillo	164.2	gr
Peso seco de la muestra	63.4	gr



Tabla 9 Obtención de la relación de vacíos

Datos para el cálculo de la relación de vacíos			
Ss		2.651	
Volumen de los sólidos		23.9155036	cm3
Altura de sólidos		6.96926101	mm
Altura de vacíos		11.430739	mm

A continuación veremos las gráficas de las deformaciones con las cargas y descargas, así como también la succión.

Tabla 10 Datos para obtener los resultados de la consolidación

Fase de aplicación de Carga con contenido gravimétrico constante					
Carga (kPa)	deformación vertical	Altura de vacíos	Relación de vacíos	Succión	
0.1	0	11.43073899	1.64016514	0	
25	0.467727273	10.96301172	1.57305225	100	
75	0.03136	10.93165172	1.56855249	100	
175	0.006971319	10.9246804	1.5675522	100	
375	0.096345413	10.82833499	1.55372786	100	
175	-0.093742165	10.92207715	1.56717866	100	
75	-0.008027066	10.93010422	1.56833044	100	
25	0.092227718	10.8378765	1.55509694	100	
0.1	0.051548	10.7863285	1.54770046	100	

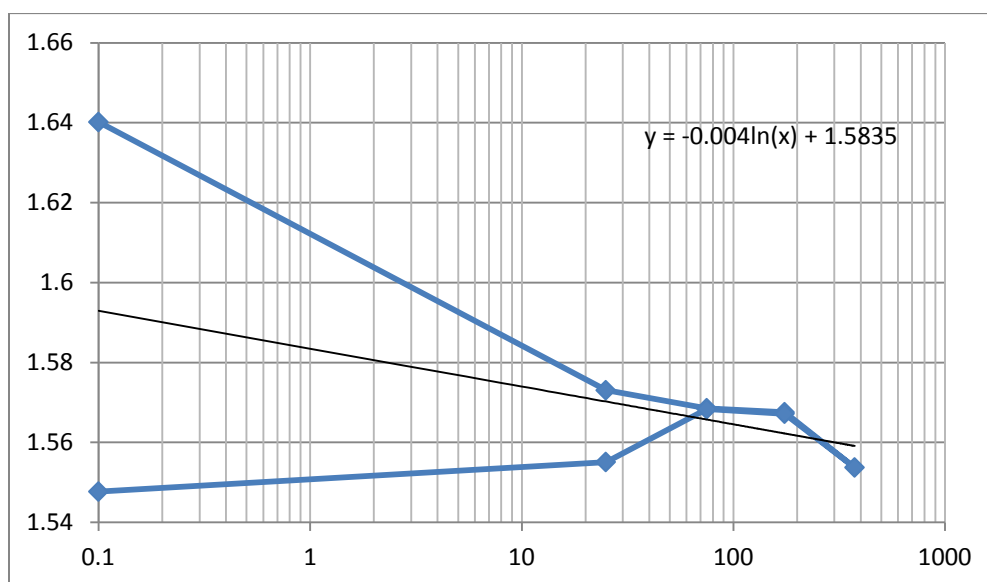


Fig. 72 Carga y descarga de la muestra de consolidación, suelo parcialmente saturado, con una succión de 100 kPa.

En la gráfica anterior se puede observar que la máxima deformación se presentó en el primer incremento de carga. Después el suelo tuvo un comportamiento poco usual, presentándose una recuperación de volumen después de la descarga y después un decremento de volumen. En conclusión el ensayo se parece que puede tener errores, quizá le entro agua que fue la que motivo el cambio de volumen en el primer incremento de carga.

4.10.2 Prueba 2 con cambio de succión intermedio.

Esta segunda prueba fue realizada muy semejante a la primera consolidación, todo fue igual tanto en la preparación de muestra como en los procedimientos. Excepto en los procesos de succión, en esta segunda si hubo cambio la cual se produjo un colapso y un cambio volumétrico en la muestra.

Esta parte de la investigación, se enfocó principalmente, al estudio de la dependencia del estado del suelo a la trayectoria de esfuerzos seguida, a los colapsos y expansiones del suelo al variar la succión y a los estados de sobreconsolidación generado por un proceso mecánico (incrementos del esfuerzo neto) o hidráulico (cambios de succión).

4.10.2.1 Resultados del ensayo de consolidación 2.

Los resultados de este último ensayo notaremos ligeramente el colapso que se produjo al hacer cambio de succión, como se ha venido mencionando, el colapso o deformaciones en la muestra se debe a la variación de succión.



Tabla 11 Obtención de los datos de la muestra de suelo parcialmente saturada

Datos de la muestra al compactar		
Diámetro	6.61	cm
altura	1.84	cm
Volumen	63.14087897	cm ³
peso anillo	100.8	gr
peso muestra húmeda +anillo	189.9	gr
Peso de la muestra húmeda	89.1	gr
Peso específico de la muestra	1.411130181	gr/cm ³
Peso específico seco de la muestra	1.0184	gr/cm ³
Contenido gravimétrico de agua inicial	38.569	%
Volumen inicial del agua	24.800	cm ³
Contenido volumétrico inicial de agua	39.2772	%

Tabla 12 Cambios de succión para la muestra en el consolidometro

Fase de cambio de succión	100	kPa
Volumen de agua inicial	24.800	cm ³
Volumen desalojado durante la prueba	17.78	cm ³
Volumen de agua final	7.020	cm ³
Contenido volumétrico de agua final	11.11799537	%

Tabla 13 Obtención de datos de la muestra al termino del ensayo

Datos de la muestra al terminar el ensayo		
Peso seco de la muestra + anillo	165.1	Gr
Peso seco de la muestra	64.3	Gr



Tabla 14 Obtención de datos al final de la muestra para la relación de vacíos

Datos para el cálculo de la relación de vacíos			
Ss		2.651	
Volumen de los sólidos		24.2549981	cm3
Altura de sólidos		7.06819374	Mm
Altura de vacios		11.3318063	Mm
e _o		1.60321104	

Tabla 15. Datos para el dibujo de la curva de consolidación

Fase de aplicación de Carga con contenido gravimétrico constante				
Carga (kPa)	deformación vertical parcial (mm)	Altura de vacíos	Relación de vacíos	Succión (kPa)
0.01	0	11.33180626	1.60321104	109
50	0.00882	11.32298626	1.6019632	99.35
100	0.57869	10.74429626	1.5200908	97.78
100	5.537	5.207296263	0.73672234	1.5768883
100	0.00173871	5.205557554	0.73647635	-3.66020402
100	0.01176	5.193797554	0.73481256	0.3859169
200	0.02254	5.171257554	0.73162363	-0.09616714
300	0.0343	5.136957554	0.7267709	-0.41791825
200	-0.04802	5.184977554	0.73356472	0.2736622
100	0.01323	5.171747554	0.73169295	-0.02805573
10	-0.04067	5.212417554	0.7374469	0.33507309
0.01	-0.00588	5.218297554	0.73827879	-0.3934964

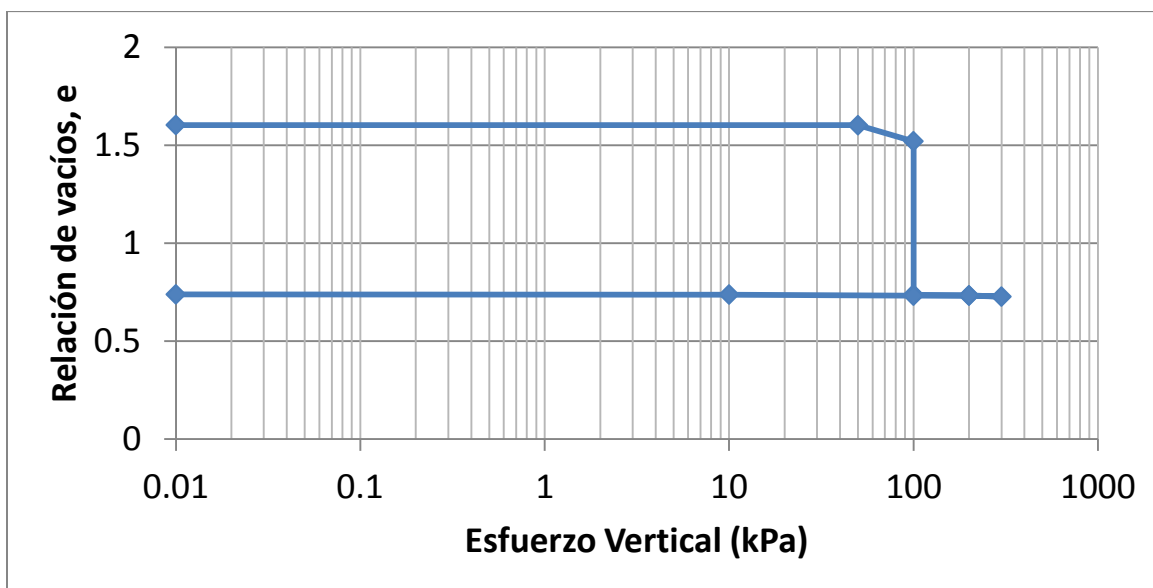


Fig. 73 Gráfica de carga y descarga de la consolidación con cambios de succión, suelo parcialmente saturado.

La figura 73, representa el colapso del suelo parcialmente saturado al cambiarle de succión cada 24 horas, el colapso es debido al esfuerzo o carga que se le aplica a la muestra en el aparato de la consolidación. Se debe de notar que se tiene un 31.19% de la reducción de la relación de vacíos antes del colapso, que es muy grande. Este resultado es el más importante trabajo de la tesis, hubo cambios de succión para provocar un colapso y se realizó de una manera satisfactoria en el experimento. Mas sin embrago, se seguirá trabajando con la investigación para poder tener mejores resultados sobre la consolidación de los suelos parcialmente saturados.



5 Conclusiones.

Respecto al muestreo de dicha autopista, nos resulta un (limo MH), de acuerdo a la carta de plasticidad al realizar los cálculos de la densidad de dicho suelo, en relación a la investigación el suelo tiene un porcentaje de humedad óptimo al 43 %, lo cual quiere decir que si se sobre pasa de dicho porcentaje puede tener un colapso, esto fue realizado en base a la Próctor estándar.

Las investigaciones que se hicieron en el laboratorio, en base a la consolidación fue de un suelo tipo limo parcialmente saturada. En conclusión general, de acuerdo con el estudio experimentado en laboratorio respecto, a la consolidación, la autopista Pátzcuaro-Uruapan puede llegar a tener colapsos hasta el 31.19%, en el rango de valores de grado de compactación recomendados por la norma N-CTM-1-01/02 de la SCT.

Con relación a la consolidación que es lo más importante de la investigación, es necesario hacer que el suelo se consolide para poder proyectar cualquier tipo de obra ingenieril, así como también la compactación de suelos, es indispensable en los caminos, construcciones de edificio, puentes, etc. Ya que al compactar el suelo, obtendremos nuevos resultados o materiales con mas rigidez capaz de soportar grandes cargas sin tener colapsos u otros tipos de problemas que se nos puedan presentar, esto todo es importante ya que al construirse un edificio no tiende a deformarse como suelen pasar normalmente cuando el suelo no se le somete a estas tipo de cargas y cambio de humedad.

La consolidación en terreno natural, obviamente tardan años para que puedan consolidarse y tener una mayor rigidez a las cargas, pero en obras de trabajo, mecánicamente o en investigaciones en laboratorio esto puede llegar a hacerse más rápidos en comparación de años, pero siempre y cuando tomando las medidas necesarias así como regulando la succión y la cantidad de presiones que se les vaya a someter.



6 Referencias Bibliográficas.

- Alfaro M. A. (2008). Geotecnia en suelos no saturados. Rev. Acad. Colomb. Cienc. 32 (125).
- Brajas. M, Das. (1999). Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta edición. Internacional Thomson Editores.
- Lambe W. T. y Whitman R.V. (1979). Mecánica de suelos. Primera edición. Limusa Editores. .Limusa Noriega Editores.
- AENOR. (1999). Ensayos de campo y de laboratorio. Madrid, España. Pp. 385.
- Bustos P., G. (2010). PG-3. Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes. Liteam Ediciones.
- Ministerio de obras públicas y comunicaciones. (2011). Manual de carreteras del Paraguay, Normas para materiales y ensayos para materiales. Paraguay.
- ASTM D2435-90 AASHTO T216 (ensayo de consolidación unidimensional de los suelos)
- Juárez B. E., Rico R. A. (1969). Mecánica de suelos. Tomo I. Limusa Noriega Editores.
- De Meneghi A. (2012). "Suelos cohesivos parcialmente saturados. Algunos conceptos básicos y sus aplicaciones". Geotecnia. N. 224, Pp, 22-30. SMIG.
- Meza, V. E. (2012). Suelos Parcialmente Saturados, De La Investigación A La Cátedra Universitaria. Medellín, Colombia. Pp. 23-38
- Rico y Del Castillo. (2005). La ingeniería de suelos en las vías terrestres-carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Volumen 1, México. Limusa.
- Barrera B. M. (2004). Estudio experimental del comportamiento hidromecánico de suelos colapsables, publicación técnica N. 226, safandilla, Querétaro. México.
- Barrera B. M. y Garnica Aguas P. (2002), Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres, publicación técnica N. 198. Querétaro. México.
- Sanz J. J. (1975). Mecánica de suelos, reunión de ingenieros. Primera edición Española. Barcelona.
- J. Salas y L. de J Alpañes (1975), Geotecnia y Cimientos I , Propiedades de los suelos y de las rocas 2ª edición. Madrid (España).
- Rico del Castillo (1995), la ingeniería de suelos en las vías terrestres, carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Vol. 1 México. D. F.



- Liga1 <https://www.google.com.mx/search?hl=es-419&site=imghp&tbm=isch&source=hp&biw=1280&bih=683&q=consolidometro+neumatico+tipo+geotec&oq=consolidometro+neumatico+tipo+geotec>
- Liga2 <https://www.google.com.mx/search?hl=es-419&site=imghp&tbm=isch&source=hp&biw=1280&bih=683&q=curvas+de+compresibilidad+mecanica+de+suelos>
- Liga3 <https://www.google.com.mx/search?hl=es-419&site=imghp&tbm=isch&source=hp&biw=1280&bih=683&q=curvas+de+compresibilidad+mecanica+de+suelos&oq>
- Liga4 <https://www.google.com.mx/search?hl=es-419&site=imghp&tbm=isch&source=hp&biw=1280&bih=683&q=curvas+de+compresibilidad+mecanica+de+suelos&oq=curvas+de+compresibilidad+mecanica>
- Liga5. <http://ocw.unican.es/enseanzas-tecnicas/geotecnia-i/materiales-de-clase/capitulo5.pdf>
- Liga6 http://es.wikipedia.org/wiki/Ensayo_de_compactaci%C3%B3n_Proctor