

Análisis del Efecto de la Cohesión Aparente en la Capacidad Soportante de Cimentaciones Superficiales.



Abstract

This research consists of analyzing three unsaturated soils.

Cohesion values are determined from variations in saturation degrees of specimens with specific density. These cohesion values will be used to analyze the effect on the supportive capacity of the superficial foundations.

A Soil-Water Characteristic Curve is estimated from each soil index properties in order to realize this analysis.

The cohesion values obtained from different saturation degrees are used to determine the superficial foundations design and to estimate each cost. Then make a comparison between the different results.

This project includes the elaboration of laboratory tests, such as Particle Size Distribution, Atterberg Limits and Unconfined Compressive Strength, to permit the material classification and determination of the maximum shear strength. The methods and equipment used in these tests are according to ASTM methods corresponding to each test.

Apparent cohesion is defined as the strength between the soil particles.

Keywords: Unsaturated Soil, Apparent Cohesion, Soil-Water Characteristic Curve.

Resumen

Esta investigación consiste en analizar tres suelos en condiciones no saturadas.

A partir de variaciones del grado de saturación en especímenes a una densidad escogida se determinan valores de cohesión que serán utilizados para analizar el efecto que causan sobre la capacidad soportante de las cimentaciones superficiales.

Para realizar este análisis se realiza una estimación de la *Curva Característica Suelo-Agua* a partir de propiedades índice de cada uno de los suelos.

Se realiza el diseño de cimentaciones superficiales a partir de cada uno de los valores de cohesión obtenidos con diferentes saturaciones y se estima el costo y dimensionamiento de cada una de estas cimentaciones para hacer una comparación de las variaciones que pueden presentarse.

Durante la elaboración de este proyecto se realizó una serie de pruebas de laboratorio, tales como Granulometría, Límites de Atterberg, Compresión Inconfinada, para la clasificación del material y determinación de la resistencia al corte no drenada. Los métodos y equipo utilizados para realizar estas pruebas están basados en las normas ASTM correspondientes a cada prueba.

La cohesión aparente se define como la fuerza que une las partículas de un suelo fino.

Palabras clave: Suelos no Saturados, Cohesión Aparente, Curva Característica Suelo-Agua.

**Análisis del Efecto de la
Cohesión Aparente en la
Capacidad Soportante de
Cimentaciones Superficiales.**

Análisis del Efecto de la Cohesión Aparente en la Capacidad Soportante de Cimentaciones Superficiales.

CAROLINA GÓMEZ MÉNDEZ

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Diciembre del 2008

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

PREFACIO.....	2
INTRODUCCIÓN	3
SUELOS NO SATURADOS.....	7
CLASIFICACIÓN DEL SUELO	12
CURVA CARACTERÍSTICA SUELO-AGUA	18
CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	20
METODOLOGÍA	23
RESULTADOS.....	31
ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	64
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	71
APÉNDICES	72
ANEXOS	93
REFERENCIAS.....	99

Prefacio

Cuando un suelo se ve afectado por variaciones en el grado de saturación sus parámetros de resistencia cambian, esto afecta la capacidad soportante de cimentaciones. Por esto en el laboratorio es importante conocer y controlar la cantidad de agua presente en el suelo que se va a trabajar.

Con este estudio se busca analizar el efecto que produce el esfuerzo de succión en la resistencia cortante del suelo reflejada en la cohesión no drenada y por ende en el diseño de cimentaciones superficiales.

El objetivo general de este proyecto es examinar el efecto de la cohesión aparente en la capacidad soportante de cimentaciones superficiales y comparar el costo de diseño obtenido para cada una de estas.

Este trabajo es dedicado a mis padres, Sara y Jorge, y a mis hermanos, Sara y Edwin, sin ellos esto no sería posible. Un agradecimiento especial al profesor Rafael Baltodano Goulding, por ser un guía en esta investigación. A mis compañeros y amigos, Melissa Hanson y Ruy Dotti, por su apoyo y colaboración a lo largo del proyecto.

Introducción

Este proyecto se basa en el estudio de muestras de suelos en condiciones no saturadas. Es una investigación que analiza el efecto de la cohesión aparente en la capacidad soportante de las cimentaciones superficiales.

Para realizar este análisis se trabajaron tres suelos diferentes en condiciones no saturadas por lo tanto los valores de cohesión aparente están sujetos a las variaciones en los grados de saturación predeterminados para cada una de las muestras.

Generalmente los análisis geotécnicos se realizan con parámetros de suelos saturados por la facilidad en los cálculos de presiones efectivas. Los estudios de las fuerzas microscópicas de las partículas pueden llegar a presentar cierta dificultad.

Se tiene como objetivo general examinar el efecto de la cohesión aparente en la capacidad soportante de cimentaciones superficiales mediante la variación del grado de saturación de tres suelos diferentes. Además hacer una comparación del dimensionamiento y el costo del diseño de la cimentación obtenida para los diferentes grados de saturación en los suelos estudiados.

Como parte del estudio de estos suelos se estimó la *Curva Característica Suelo-Agua* a partir de las propiedades índice de los tres suelos.

Algunos autores han estudiado los suelos no saturados analizando el esfuerzo de succión determinado a partir de los valores de cohesión. Entre los resultados de esta investigación se muestra el análisis del esfuerzo de succión obtenido con los valores de cohesión.

Cuando se varía la saturación en los suelos estudiados la cohesión afecta la capacidad soportante de las cimentaciones y de igual manera el costo en su dimensionamiento.

Resumen ejecutivo

En un suelo no saturado los esfuerzos efectivos deben considerar tanto esfuerzos macroscópicos como esfuerzo total, presión de poro de agua y presión de poro de aire, así como también debe incluir esfuerzos microscópicos, tales como fuerzas físico-químicas entre partículas y fuerzas capilares.¹

El esfuerzo efectivo en suelos no saturados está definido por la siguiente expresión (Lu y Likos, 2006):

$$\sigma_c = \sigma_t - u_a + \sigma_{co} + \Delta\sigma_{pc} + \sigma_{cap} + \chi(u_a - u_w)$$

Donde

σ_c : esfuerzo efectivo.

σ_t : esfuerzo total.

u_a : presión de poro de aire.

σ_{co} : fuerzas físico-químicas que proveen la cohesión en un suelo saturado.

$\Delta\sigma_{pc}$: cambio en el esfuerzo físico-químico debido a la desaturación.

σ_{cap} : fuerzas capilares

χ : parámetro de esfuerzo efectivo.

$(u_a - u_w)$: succión matricial.

El esfuerzo efectivo también puede ser expresado de manera macroscópica:

$$\sigma_c = \sigma_t - u_a + \sigma'_s + \sigma_{co} \quad \text{Ecuación (2)}$$

Donde

σ'_s : esfuerzo de succión.

Schofield (1935) fue el primero en usar el término *succión del suelo* para representar la deficiencia de presión en el agua de poros de suelos saturados y no saturados que tenía la capacidad de absorber agua.

La succión designa a la integrante del estado de tensiones que tiene en cuenta aquellos efectos de superficie capaces de retener agua dentro de la estructura del suelo. Sin su participación resulta imposible definir el estado tensional y entender la respuesta deformacional de un suelo no saturado.

La *succión matricial* se define como la diferencia entre presión de aire de poros y presión de agua de poros.

El valor de esta succión matricial depende de la tensión superficial y el radio de curvatura del menisco. Cuando el grado de saturación disminuye, el menisco se retrae en espacios de poros pequeños donde el radio de curvatura del menisco se reduce y, de esta manera, la succión matricial se incrementa. Debido a los poros pequeños, se desarrollan succiones matriciales más altas en suelos arcillosos más que en los suelos granulares.²

Utilizando el ensayo de compresión confinada se determinó, para diferentes grados de saturación y a una misma densidad, valores de cohesión para los tres suelos.

¹ Baltodano, Rafael. *Curva Característica del esfuerzo de succión de arenas no saturadas*. Pág 1.

² Barrena, Mauricio. *Introducción a la Mecánica de Suelos no Saturados en Vías Terrestres*. 2002

En el cuadro 1 se muestran los valores de cohesión aparente obtenidos para diferentes grados de saturación del suelo 1 con una relación de vacíos, e, de 0,7.

En la figura 1 se muestra el aumento en el esfuerzo cortante a causa del esfuerzo de succión, lo cual produce el aumento en el esfuerzo efectivo

CUADRO 1. VALORES DE COHESIÓN APARENTE PARA DIFERENTES GRADOS DE SATURACIÓN DEL SUELO 1, e=0,7.		
Saturación (%)	Esfuerzo Normal Máximo (kPa)	Cohesión No Drenada (kpa)
56	150,00	75,00
60	130,00	65,00
74	98,00	49,00
80	50,00	25,00
84	30,00	15,00

La Curva Característica Suelo-Agua es la relación entre la energía representada por la succión matricial y la cantidad de agua de un suelo.

El esfuerzo de succión es otro de los parámetros importantes en suelos no saturados y se determina por medio de los cambios que se presentan en la succión del suelo, es decir, de manera gráfica el esfuerzo de succión puede estimarse conociendo la cohesión aparente de un suelo, ya que los saltos en los valores de cohesión se dan debido al esfuerzo de succión.

El efecto que produce el esfuerzo de succión de un suelo en la cohesión se interpreta conociendo la ecuación de resistencia al corte y el esfuerzo efectivo en suelos no saturados.

$$\tau = \bar{c} + \bar{\sigma}_n \tan \phi \quad \text{Ecuación (3)}$$

$$\bar{\sigma}_n = \sigma_t - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad \text{Ecuación (4)}$$

Si se expresa la resistencia al cortante en términos de la succión.

$$\tau = \bar{c} + [\sigma_t - u_a + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi \quad \text{Ecuación (5)}$$

Según la expresión anterior, cuando aumenta el esfuerzo de succión se da un aumento en el esfuerzo efectivo y en la resistencia al cortante (Figura 1).

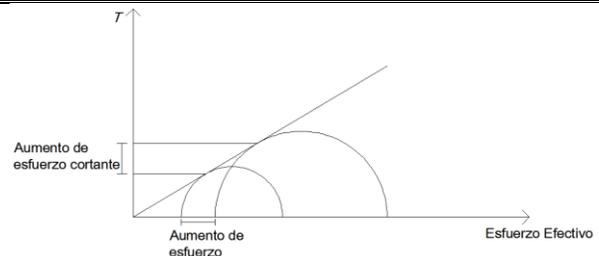


Figura 1. Aumento del esfuerzo efectivo por efecto del esfuerzo de succión.

Este aumento en el esfuerzo efectivo también puede expresarse en términos del esfuerzo en el nivel macroscópico.

$$\sigma_c = \sigma_t - u_a + \sigma'_s + \sigma_{co} \quad \text{Ecuación (6)}$$

Cuando el esfuerzo de succión (σ'_s) aumenta, de igual manera lo hace el esfuerzo efectivo (σ_c). En este caso, las fuerzas físico-químicas no se consideran ya que se mantienen constantes por lo que el efecto sobre el esfuerzo no produce variaciones.

Existe una relación entre el esfuerzo de succión y el grado de saturación del suelo, esta puede ser representada por medio de la Curva Característica del Esfuerzo de Succión. A continuación se presenta la relación del esfuerzo de succión y el grado de saturación para el suelo 1.

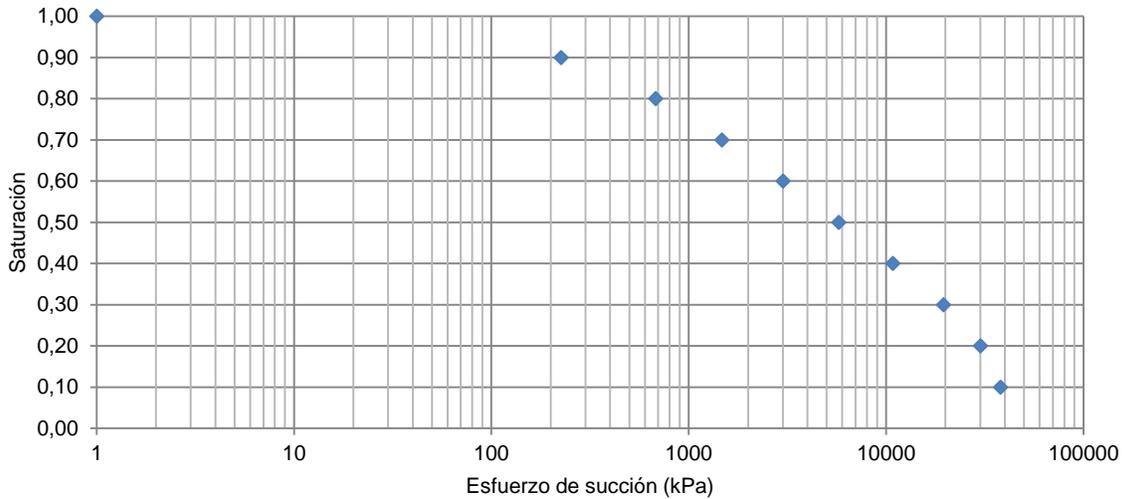


Gráfico 1. Relación del Esfuerzo de Succión (kPa) vs Saturación para el Suelo 1.

Con las variaciones en los valores de cohesión obtenidas se buscó ver el efecto sobre el diseño de una cimentación superficial (Gráfico 2). Para ver este efecto es necesario conocer la capacidad soportante de la cimentación. La ecuación de capacidad de carga de Terzaghi corregida para una cimentación cuadrada fue la que se usó para el diseño. Utilizando la recomendación del manual del curso Mecánica de Suelos II y el Código de Cimentaciones de Costa Rica se escogió la ecuación de Terzaghi para el diseño de cimentaciones:

$$q_u = 1,3cN_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma \quad \text{Ecuación (7)}$$

Según los resultados obtenidos en esta investigación, las variaciones en el grado de saturación de un suelo afectan directamente su cohesión. Así mismo, los cambios en la cohesión aparente de un suelo afecta la capacidad soportante de cimentaciones superficiales. En el gráfico 2 se muestra cómo afecta el grado de saturación (S_r) a la cohesión del suelo, y esta al dimensionamiento de una cimentación.

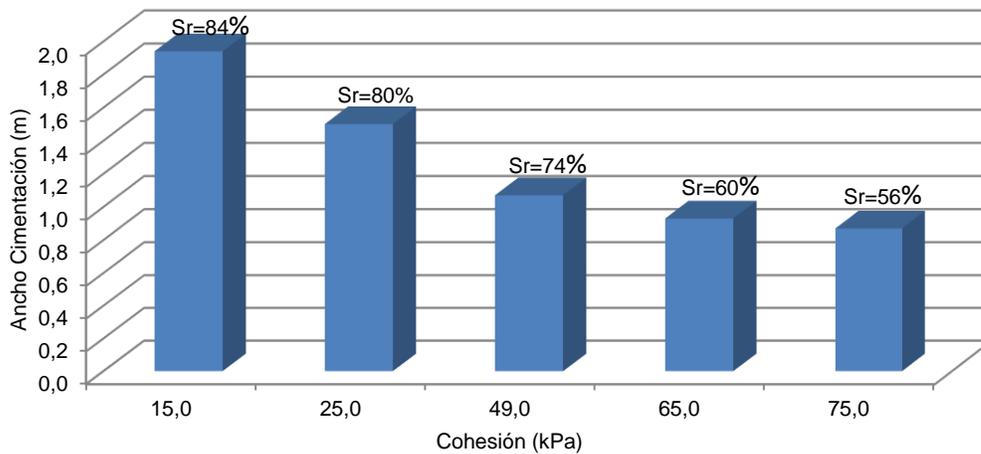


Gráfico 2. Efecto de la cohesión en las dimensiones de una cimentación, Suelo 1 ($e=0,7$).

Marco Teórico

Suelos No Saturados

Antecedentes

Según Barrena (2002), fue a partir de 1970 cuando Terzaghi mostró un interés especial en los suelos no saturados, y no fue hasta ese momento cuando estos suelos pasaron a ser centro de varios estudios por su particular característica de variar su volumen ante la presencia de agua.

Anteriormente los suelos saturados eran los únicos considerados de importancia en el ámbito ingenieril por tomarse como el escenario más crítico que podía presentarse, sin embargo, existen muchas condiciones en las que no se alcanza la saturación dejando así los suelos no saturados como los más frecuentes en ciertas regiones. Esto quiere decir que conocer el comportamiento de suelos no saturados da un aporte importante al diseño bajo condiciones críticas.

Para el estudio de suelos saturados existen una serie de modelos que ayudan a determinar el comportamiento de resistencia, deformación y de resistencia al corte. Además, es el mismo Terzaghi quien propone la Ley de Presiones Efectivas en 1923, la cual explica el comportamiento de suelos saturados. Esta ley propone que en cualquier punto de una masa de suelo saturado el esfuerzo total en cualquier dirección es igual a la suma algebraica del esfuerzo efectivo en esa dirección y la presión intersticial. (Juarez, 1974). Ciertas investigaciones han determinado que dentro de la historia de los estudios de los suelos no saturados se destacan tres periodos principales.

En el primero de estos periodos se tiene como objetivo investigar la validez de las tensiones efectivas en suelos no saturados. Este periodo inicia con los aportes de Bishop en 1959 y Aitchison en 1960. (Barrena, 2002)

El segundo periodo se ve marcado por investigaciones que buscan analizar la posibilidad de usar dos variables del estado tensional, y no una como se había manejado hasta el momento.

Es alrededor de 1965 cuando se propone la tensión neta y la succión como las dos nuevas variables del estado tensional. La tensión neta se define como la tensión total sin la presión de aire de poros ($\sigma - u_a$), mientras que la succión es la presión de aire de poros sin la presión el agua de poros ($u_a - u_w$).

A partir de este momento, al igual que en los suelos saturados, se crearon modelos para los comportamientos en los cambios de volumen y de resistencia al corte para los suelos no saturados, aunque estos modelos fueron tratados por separado.

En el tercer periodo se realizan investigaciones que tenían como objetivo analizar el comportamiento de un suelo no saturado en su estado crítico y su estado plástico cuando este era sometido a ciclos de carga y descarga. Es a partir de 1987 cuando se inicia el análisis de un nuevo estado del suelo. Un estado que busca unir dos comportamientos tales como los cambios de volumen y la resistencia al corte, y así crear un modelo elastoplástico.

Definición

El grado de saturación se define como la proporción de vacíos de un suelo que es ocupada por el agua. Esta característica se denota como S_r , y se expresa de la siguiente manera:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad \text{Ecuación (8)}$$

Donde

V_w = volumen de agua presente en el suelo.

V_v = volumen de vacíos presente en el suelo.

Este es un parámetro adimensional presentado en términos de porcentaje y se maneja en un rango de 0-100%.

Un suelo saturado es un suelo con 100% de saturación y es este estado el principal estudio de la ingeniería por considerarse el estado que más afecta las capacidades del suelo por ser el estado crítico. Por lo tanto, un suelo no saturado es aquel que su porción de vacíos no está totalmente ocupada por el agua.

En su estado natural se supone que un suelo que se encuentra por debajo del nivel freático es un suelo saturado. En el caso de suelos finos, estos pueden llegar a aumentar su grado de saturación aún por encima del nivel freático debido principalmente al efecto de la ascensión capilar en los poros más pequeños, mientras que en los suelos de granos gruesos es difícil que se dé este ascenso.⁴

Según su origen los suelos no saturados pueden ser naturales o artificiales. Entre los ejemplos de suelos naturales podemos encontrar suelos sedimentarios, suelos residuales lateríticos y suelos residuales saprolíticos.

Los suelos sedimentarios tienden a depositarse en ambientes acuosos por lo que llegan a quedar saturados en algún momento, sin embargo, circunstancias ambientales hacen que estos lleguen a secarse.

Los suelos sedimentarios suelen encontrarse en lugares de clima árido o semiárido, lugares en los que los periodos secos son prolongados.

Los suelos residuales son formados debido al fenómeno de la meteorización, originados por la descomposición de la roca matriz. La alta permeabilidad de estos suelos produce que estos suelos se encuentren frecuentemente en estado no saturado. Por otro lado, algunos ejemplos de suelos artificiales son los que son compactados en obras tales como presas y terraplenes.

Es importante destacar que los diferentes tipos de suelos no saturados presentan ciertas similitudes entre ellos, uno de los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo no saturado se relaciona con las deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación.

Una deformación positiva (contracción) llega a producir el colapso, mientras que una deformación negativa es aquella que produce la expansión del suelo.

Los fenómenos producidos por las deformaciones, colapso y expansión, inducen discontinuidades en el comportamiento deformacional del suelo. Estos se consideran procesos de inestabilidad estructural. (Barrena, 2002)

En un suelo no saturado los esfuerzos efectivos deben considerar tanto esfuerzos macroscópicos como esfuerzo total, presión de poro de agua y presión de poro de aire, así como también debe incluir esfuerzos microscópicos, tales como fuerzas físico-químicas entre partículas y fuerzas capilares.

El esfuerzo efectivo en suelos no saturados está definido por la siguiente expresión (Lu y Likos, 2006):

$$\sigma_c = \sigma_t - u_a + \sigma_{co} + \Delta\sigma_{pc} + \sigma_{cap} + \chi(u_a - u_w) \quad \text{Ecuación (9)}$$

⁴ Berry, P. et al. 1997. *Mecánica de Suelos*. Colombia.

Donde

σ_c : esfuerzo efectivo.

σ_t : esfuerzo total.

u_a : presión de poro de aire.

σ_{co} : fuerzas físico-químicas que proveen la cohesión en un suelo saturado.

$\Delta\sigma_{pc}$: cambio en el esfuerzo físico-químico debido a la desaturación.

σ_{cap} : fuerzas capilares

χ : parámetro de esfuerzo efectivo.

$(u_a - u_w)$: succión matricial.

El esfuerzo efectivo también puede ser expresado de manera macroscópica (Lu y Likos, 2006):

$$\sigma_c = \sigma_t - u_a + \sigma'_s + \sigma_{co} \quad \text{Ecuación (10)}$$

Donde

σ'_s : esfuerzo de succión.

Schofield (1935) fue el primero en usar el término *succión del suelo* para representar la deficiencia de presión en el agua de poros de suelos saturados y no saturados que tenía la capacidad de absorber agua. (Barrena, 2002)

La succión designa a la integrante del estado de tensiones 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 tensional y entender la respuesta deformacional de un suelo no saturado.

Para autores como Blight (1965) el efecto de la succión en un suelo no saturado es equivalente al de una presión exterior aplicada. (Barrena, 2002)

La *succión matricial* se define como la diferencia entre presión de aire de poros y presión de agua de poros.

El valor de esta succión matricial ($u_a - u_w$) depende de la tensión superficial y el radio de curvatura del menisco. Cuando el grado de saturación disminuye, el menisco se retrae en espacios de poros pequeños donde el radio de curvatura del menisco se reduce y, de esta manera, la succión matricial se incrementa. Debido a los poros

pequeños, se desarrollan succiones matriciales más altas en suelos arcillosos más que en los suelos granulares.

El flujo de agua a través de los suelos no saturados se controla por el gradiente del potencial de agua total. El potencial de agua total puede expresarse como la suma de tres componentes (Barrena, 2002):

1. Potencial gravitacional: causado por la elevación del agua del suelo respecto a un nivel de referencia.
2. Capilar o potencial matricial: causado por efectos de tensión de superficie.
3. Potencial osmótico: causado por la concentración de iones disueltos en el agua del suelo.

En un suelo no saturado, donde el aire de los poros se encuentre a presión atmosférica, el potencial matricial está dado por la succión matricial multiplicada por la unidad de peso del agua, mientras que la succión matricial y la succión osmótica se define como la succión total.

La resistencia al corte y el comportamiento del cambio de volumen de suelos no saturados son dependientes de la succión matricial más que de la succión total. De esta manera, el comportamiento de tensión-deformación depende de la succión matricial mientras que el flujo de agua depende del gradiente de la succión total (más efectos gravitacionales). (Barrena, 2002)

Existen tres tipos de fuerzas tanto en suelos no saturados como saturados. Una de ellas son las fuerzas activas del esqueleto mineral que se propaga a través de los granos del suelo; las otras son las fuerzas locales que se concentran en las cercanías de los contactos de las partículas. Las terceras son las fuerzas pasivas de contacto entre partículas que contrarrestan las dos fuerzas anteriores.

La presión de poro está conformada por fuerzas microscópicas de partícula que actúan en los alrededores de los contactos entre granos. Estas fuerzas pueden ser fuerzas de Van der Waals, fuerzas eléctricas de la doble capa, fuerzas de

cementación, fuerzas de tensión superficial y fuerzas producidas por la presión de poro de agua negativa. Este conjunto de fuerzas se pueden considerar como un esfuerzo macroscópico llamado esfuerzo de succión.

Fases

El suelo no saturado presenta tres fases principales: sólidos, líquidos y gases, como parte de un sistema trifásico. La figura 2 muestra la relación entre estas fases:

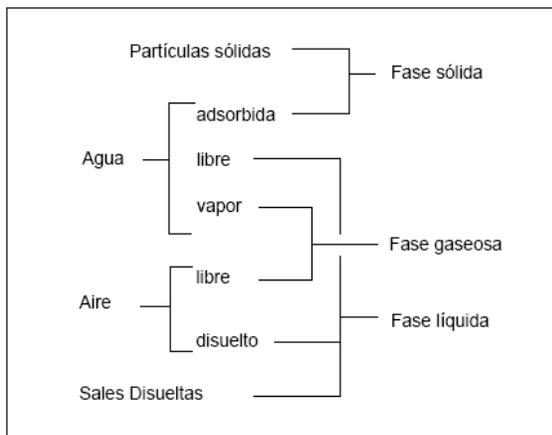


Figura 2. Diagrama de las fases que componen un suelo no saturado (Barrena, 2002).

Un suelo no saturado tiene una serie de componentes que conforman las fases de este. La figura nos muestra las tres fases del suelo incluyendo los componentes mencionados. A pesar que se conoce la existencia de la fase líquida, sólida y gaseosa, algunos autores han hablado de una cuarta fase. Esta cuarta fase es la interfase entre el aire libre y el agua libre.

A continuación se hace una explicación breve de cada una de las fases principales que componen un suelo no saturado.

Fase sólida

Esta fase está integrada por las partículas sólidas del suelo. Estas partículas son de distintos tamaños y sus propiedades son las que determinan en gran medida las características del

suelo. Entre las propiedades más importantes están:

1. Tamaño: Fracción gruesa, fracción fina.
2. Forma
3. Textura
4. Composición química: cargas eléctricas, capacidad de cambio catiónico.

Las partículas juegan un papel muy importante ya que se disponen formando arreglos geométricos, estos arreglos son conocidos como estructura del suelo.

La estructura en suelos no saturados influye en el estado de tensiones que se desarrolla en los contactos entre partículas, el aire y el agua y controla la componente capilar de la succión.

Fase líquida

Esta fase se compone fundamentalmente del agua y de las sales disueltas en ella. Esta puede clasificarse en tres tipos:

1. Agua adsorbida en la partícula.
2. Agua capilar, que permanece en el suelo por acción de las fuerzas capilares y pueden moverse por la acción de éstas.
3. Agua gravitacional, es aquella que puede perder el suelo en condiciones de drenaje libre por gravedad.

Fase gaseosa

La fase gaseosa está formada por el aire y el vapor de agua. Algunos autores han dicho que el grado de saturación o de humedad afecta directamente a esta fase. Es por esto que las burbujas que se encuentran en un suelo sólo pueden llegar a existir si el agua que se encuentra en los poros contiene aire. Sin embargo, otros autores consideran que el aire no siempre permanece en un suelo como burbujas aisladas, sino que suele agruparse ocupando de manera completa algunos poros.

Existe cierto porcentaje del aire del suelo que se disuelve y se difunde a los poros con menor presión, por lo que cuando el sistema alcanza el equilibrio, todas las bolsas de aire quedan con la misma presión. La disolución de este porcentaje de aire sucede por la ley de Henry.

El aire no es considerado un gas perfecto, aunque de manera contradictoria se le atribuye un comportamiento según la Ley de los Gases Perfectos para el intervalo de presiones y temperaturas usuales del suelo. (Barrena, 2002)

Además, es importante recordar que el aire se considera compresible desde un punto de vista geotécnico, a diferencia del agua que es incompresible.

Comportamiento del Doble Pico

Las variaciones en el grado de saturación afecta directamente la cohesión del suelo. Este efecto puede observarse en el comportamiento del doble pico que se da gráficamente en la relación cohesión-saturación.

Este efecto se muestra en la siguiente figura:

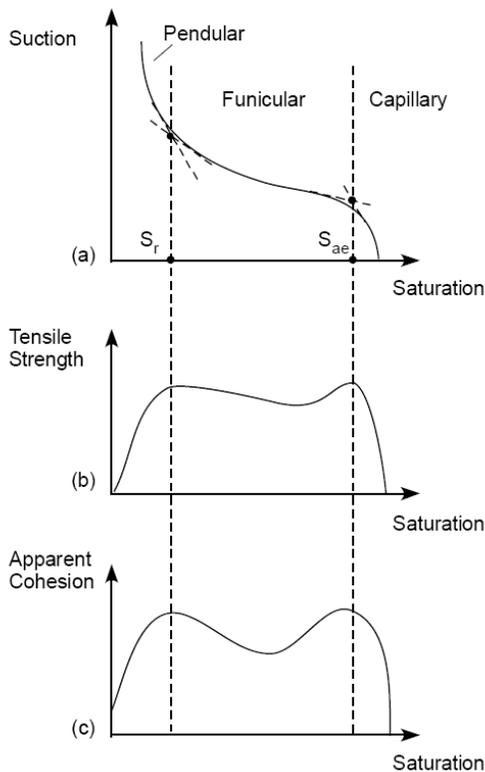


Figura 3. Relación conceptual entre saturación y cohesión aparente. (Baltodano, 2006)

Existen tres regímenes generales en los suelos con presión de poro de agua negativa o succión: el régimen capilar, funicular y pendular. Antes de producirse la desaturación, el agua puede llegar a encontrarse bajo presiones negativas dentro del régimen capilar. En el régimen funicular los poros de agua residen como puentes líquidos entre las partículas del suelo pero ocasionalmente pueden encontrarse en poros saturados en otras locaciones. Por último el régimen pendular, el cual corresponde a altas presiones de succión, describe un régimen donde el agua existe principalmente como puentes líquidos entre las partículas y como delgadas películas de agua entre las partículas. (Baltodano, 2006)

Los regímenes del contenido de agua (pendular, funicular y capilar) pueden ser determinados a partir de la Curva Característica Suelo-Agua y se muestran como los aumentos en los valores de cohesión aparente en la figura 3.

El primer pico que se muestra puede interpretarse como resultado del máximo crecimiento del esfuerzo efectivo debido a las fuerzas interpartícula que se dan en el régimen pendular. El segundo pico es el aumento del esfuerzo efectivo debido a un máximo en las fuerzas interpartícula en el régimen capilar.

Clasificación del Suelo

Identificar un material de una manera descriptiva y clasificarlo según referencia como tablas o estudios es un paso preliminar para cualquier proyecto de Ingeniería Geotécnica.

La caracterización de un suelo comprende pasos que van desde visitar al sitio hasta pruebas avanzadas de laboratorio, y son estas pruebas las que ayudan a determinar ciertas propiedades del suelo en sí.

Inicialmente, se busca la clasificación del suelo, y a partir de este, realiza las pruebas de laboratorio acordes a los objetivos planteados y al tipo de suelo que se encontró.

Para efectos de este estudio se usará como referencia para la clasificación del suelo la tabla SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

A pesar de lo que anteriormente se mencionó de la descripción de un suelo, este es un concepto que se puede diferenciar del término identificación. Esto con el fin de entender el objetivo de las pruebas realizadas.

La clasificación de suelo lo sitúa en un limitado número de grupos basándose en la gradación y en las características de plasticidad de una muestra alterada del mismo, o sea sin considerar las condiciones particulares en las que se encuentra el suelo en el terreno. Sin embargo, la descripción completa del suelo debe incluir información no sólo de tamaños de partículas, la

gradación y plasticidad, sino también detalles acerca del color, grado de compactación o resistencia, macro estructura y estado de meteorización del suelo en su estado natural inalterado. (Berry, Meter; Reid, David. Mecánica de Suelos, pág 46, 47).

Granulometría

Para hablar un poco de los antecedentes de la granulometría se puede decir que originalmente el suelo se dividía en tres o cuatro fracciones, ya que los procesos existentes para la distribución de tamaños eran muy engorrosos.

Posteriormente se introduce un método que permite la separación de las partículas de una manera más sencilla por lo que se comienza a trazar gráficos para representar esta distribución. Principalmente la granulometría determina la distribución del tamaño de las partículas y se vuelve aún más importante cuando se está en presencia de un suelo granular. Sin embargo, esto no quiere decir que para un suelo fino esta no cumple una función importante, sino que para la clasificación de un suelo fino se sigue un método más exacto, el hidrómetro.

Existen algunas clasificaciones granulométricas según sus tamaños:

1 Clasificación internacional

Tamaño en mm				
2,0	0,2	0,02	0,002	0,0002
Arena Gruesa	Arena Fina	Limo	Arcilla	Ultra Arcilla (Coloides)

Figura 4. Esquema del tamaño de las partículas según la Clasificación Internacional. (Berry, P. et al. 1997)

2 Clasificación M.I.T

La clasificación M.I.T fue propuesta por G. Gilboy y adoptada por el *Massachussets Institute of Technology*.

Tamaño en mm								
2	0,6	0,2	0,006	0,002	0,006	0,002	0,0006	0,0002
Gruesa	Media	Fina	Grueso	Medio	Fino	Gruesa	Media	Fina (Coloides)
ARENA			LIMO			ARCILLA		

Figura 5. Esquema del tamaño de las partículas para la Clasificación M.I.T (Berry, P. et al. 1997)

3 Existe otra clasificación la cual es utilizada a partir de 1936 en Alemania.

Material	Característica	Tamaño (mm)
Piedra	-----	Mayor a 70mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0,2 a 1
	Fina	0,1 a 0,2
Polvo	Grueso	0,05 a 0,1
	Fino	0,02 a 0,05
Limo	Grueso	0,006 a 0,02
	Fino	0,002 a 0,006
Arcilla	Gruesa	0,0006 a 0,002
	Fina	0,0002 a 0,0006
Ultra Arcilla	----	0,00002 a 0,0002

Figura 6. Esquema del tamaño de las partículas para la clasificación del material. (Berry, P. et al. 1997)

En esta clasificación se llega a un tamaño mínimo de partículas de 0,0002mm, por debajo de este tamaño se considera que las partículas forman disoluciones y estas ya no se depositan.

Los diferentes métodos para la clasificación de un suelo presenta ciertas contradicciones unas con otras; lo que se considera en un intervalo de tamaño en un método puede variar en otro.

Sin embargo, es el nombre que se le da a ciertos intervalos en estas clasificaciones lo que suele ser un problema en la clasificación. Un ejemplo de esto es el nombre de "arcilla" y "limo". Estos nombres se dan a materiales que presentan ciertas características, no como designación a una fracción de tamaño de partículas. Esto ocurre por la idea de que estas fracciones de partículas son las responsables de las características físicas de estos materiales, pero en realidad se sabe que las características de una arcilla típica se deben en mayor parte a las propiedades de la fracción más fina de ese material.

Curva Granulométrica

La curva granulométrica es una representación gráfica de los datos obtenidos en un análisis por tamizado. Esta representación se hace preferiblemente a la representación numérica por tablas.

La curva granulométrica se compone de porcentajes pasando por los tamices en el eje de las ordenadas y del tamaño de las partículas en milímetros en el de las abscisas. Es una gráfica con escala semilogarítmica, con escala normal en el eje de las ordenadas y escala logarítmica en el eje de las abscisas para su mejor interpretación, debido a que la distribución de tamaños según el tipo de suelo puede abarcar grandes rangos.

La forma de la curva granulométrica con una escala práctica da una idea de la distribución de tamaños del material. Por ejemplo, un suelo constituido por partículas de un solo tamaño se representará idealmente como una línea vertical.

En la siguiente figura se muestra un ejemplo de curva granulométrica.

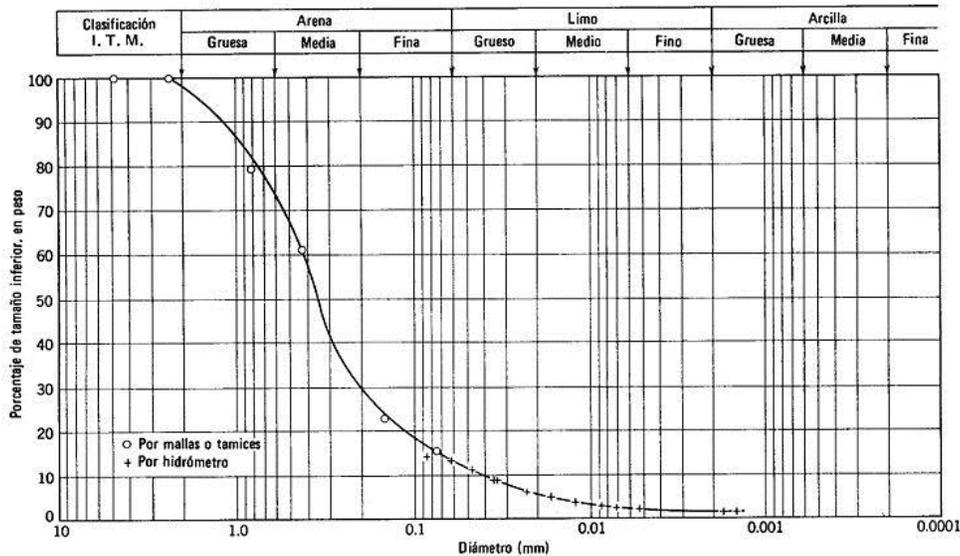


Figura 7. Curva granulométrica de un suelo areno-limoso (Tomado de http://es.wikipedia.org/wiki/curva_granulometrica.)

Es la forma de la curva la que muestra la distribución de tamaños de las partículas de una muestra de suelo y el rango en el que varía esta distribución, lo cual ayuda a describir la gradación del suelo.

Un suelo bien graduado se define como aquel que contiene proporciones aproximadas de todos los tamaños de las partículas del suelo, y en la curva se representa como una línea que cubre un amplio rango de tamaño de partículas.

Se dice que un suelo es mal graduado si un alto porcentaje de partículas está comprendido en una banda de tamaños estrecha y la curva se muestra por tener un sector casi vertical. A este suelo se considera uniforme. Pero si un suelo presenta partículas pequeñas y grandes mas no intermedia se dice que tiene gradación discontinua.

Una indicación de la graduación puede expresarse numéricamente con el coeficiente de uniformidad, C_u , que se define como:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Ecuación (11)}$$

Otro factor a utilizar es el coeficiente de curvatura, C_z , definido como:

$$C_z = \frac{D_{30}^2}{D_{10}D_{60}} \quad \text{Ecuación (12)}$$

Donde

D_{10} = Tamaño de las partículas para el cual el 10% del material es más fino que ese tamaño.

D_{30} = Tamaño de las partículas para el cual el 30% del material es más fino que ese tamaño.

D_{60} = Tamaño de las partículas para el cual el 60% del material es más fino que ese tamaño.

Plasticidad del Suelo

La plasticidad puede definirse como la consistencia que adquieren algunos suelos al ser cambiado el contenido de agua de ellos. Pero este es un concepto que se tenía antes de darle a esta característica un lugar importante en la ingeniería de suelos, además de ser una cualidad que se asociaba únicamente a las arcillas.

Actualmente, se ha notado que la plasticidad de un material se debe a sus partículas más finas de forma laminar. La forma laminar de una partícula es aquella característica que afecta de gran manera la compresibilidad del suelo; mientras que el tamaño pequeño de las partículas baja la permeabilidad del conjunto, creando entonces una estrecha relación entre la plasticidad con las propiedades fisicoquímicas de un material.

Por otro lado, la plasticidad luego fue asociada a las características esfuerzo-deformación de los materiales.

Refiriéndonos a la mecánica de suelos, la plasticidad puede definirse como la propiedad de un material por la que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Siendo la plasticidad de gran importancia en suelos finos existen pruebas de laboratorio para determinar un índice que indica el grado de plasticidad existente en el suelo.

Para obtener este índice primero se deben encontrar los límites de consistencia que determinan este estado. Los límites de consistencia se basan en el concepto de que los suelos finos pueden encontrarse en diferentes estados según el contenido de agua de estos.

El método para encontrar estos límites fue ideado por Atterberg a principios de siglo por medio de dos ensayos que definen los límites del estado plástico. Es por esto que a los límites de consistencia se les conoce también como los límites de Atterberg.

Como se mencionó anteriormente, el suelo puede encontrarse en diferentes estados según su contenido de agua. Para entender estos estados se muestra la siguiente figura:



Figura 8. Diagrama de los estados del suelo según su contenido de agua. (Berry, P. et al. 1997)

Compactación del Suelo

Según Juárez- Rico (1974), se entiende por compactación de los suelos el mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas por medios mecánicos. La importancia de la compactación de suelos es el aumento de la resistencia y disminución de capacidad de deformación que se obtiene al sujetar el suelo a técnicas convenientes que aumenten su peso específico seco, disminuyendo sus vacíos.

Para reproducir una compactación de suelo en el laboratorio, se toma una muestra de suelo y esta es sometida a cierta energía por medio de un equipo específico. Esta energía es equivalente a 6kg cm/cm^3 .

El procedimiento de dicha prueba se realiza una determinada cantidad de veces variando la cantidad de agua agregada a la muestra.

Según Juárez-Rico (1974), los datos que determinan la energía específica en la prueba fueron establecidos originalmente por Proctor como los adecuados para reproducir los pesos específicos secos que podían lograrse económicamente con el equipo comercialmente disponible en aquella época.

Los datos que se obtienen en una prueba de compactación se representan mejor mediante una gráfica, la cual se llama *Curva de Compactación*. Para realizar esta curva es necesario mezclar el suelo con diferentes cantidades de agua, y para cada una de estas cantidades se hará un ensayo proctor. Por cada prueba proctor que se realice se obtiene una densidad específica seca del material, por lo tanto se obtiene un punto de la gráfica.

La Curva de Compactación tiene en su eje de las ordenadas el porcentaje de humedad del suelo en cada prueba realizada, mientras que en el eje de las abscisas el peso específico seco obtenido con cada porcentaje de humedad.

En una prueba de compactación es posible observar que a medida que se va aumentando la cantidad de agua, desde valores bajos, se obtiene mayor compactación y por lo tanto mayor peso específico seco. Pero esta tendencia no se mantiene, sino que hasta encontrar cierto valor de humedad los pesos específicos secos disminuyen. A este valor de humedad se le llama humedad óptima, y es en esta en la que el suelo alcanza el máximo peso específico seco.

Juarez- Rico (1974) explica esto diciendo que en suelos finos el agua está en forma de capilar produciendo compresiones entre las partículas constituyentes del suelo, lo cual tiende a formar grumos difícilmente desintegrables que dificulta la compactación. El aumento en el contenido de agua disminuye esa tensión capilar en el agua haciendo que una misma energía de compactación produzca mejores resultados. Pero si el contenido de humedad es tal que existe exceso de agua libre, se impide una buena compactación puesto que no puede desplazarse instantáneamente bajo los impactos del pisón.

El establecimiento de una prueba simple de compactación en el laboratorio cumple, principalmente, dos finalidades. La primera es disponer de muestras de suelo compactadas teóricamente con las condiciones de campo, con el fin de investigar sus propiedades mecánicas para conseguir datos firmes de proyecto; la segunda se refiere a que es necesario poder controlar el trabajo de campo, con vistas a tener la seguridad de que el equipo usado está trabajando efectivamente en las condiciones previstas en el proyecto.

Las pruebas de compactación en laboratorio tienen, al igual que los otros ensayos mencionados, una norma estándar que indica la manera de realizarlas así como los objetivos por cumplir con el ensayo.

Por otro lado, existen dos ensayos de compactación para un suelo determinados en un inicio gracias a RR Proctor (Berry, P. et al. 1997) Uno es el ensayo Proctor Estándar (Norma ASTM D-698) o AASHO (*American Association of State Highway Officials*), y el otro es el ensayo Proctor Modificado (D-1557) o AASHO Modificada.

El ensayo Proctor Modificado se creó ya que con el paso del tiempo se determinó que el equipo de compactación estándar no estaba logrando el mayor grado de compactación posible, por lo que se hizo una modificación a la prueba, aumentando la energía de compactación. A esta nueva prueba se le llamó Prueba de Compactación Modificada. En esta prueba la energía de compactación es de 27,2kg cm/cm³.

Compresión Inconfinada (Determinación del esfuerzo normal)

La resistencia al corte de un suelo determina factores como la estabilidad de un talud, el empuje de un suelo contra un muro de contención y la capacidad de carga admisible para una cimentación. Es por esto que el conocimiento de la resistencia al corte es requisito indispensable para cualquier análisis relacionado con la estabilidad de una masa de suelo.

Para hablar un poco de los antecedentes de la resistencia al corte, Coulomb en 1776 observó que si el empuje que produce un suelo contra un muro de contención da como resultado un ligero movimiento, se forma un plano de deslizamiento recto en el suelo que está retenido.

Coulomb postuló que la máxima resistencia al corte (τ_f) en el plano de falla está dada por:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad \text{Ecuación (13)}$$

Donde

σ : Esfuerzo normal total en el plano de falla.
 ϕ : Ángulo de fricción del suelo.

Para determinar la resistencia al corte existen una serie de pruebas, entre estas están:

1. Prueba de Corte Directo
2. Prueba de Compresión Triaxial.
3. Prueba de Compresión Inconfinada.

La prueba de compresión inconfinada se ve regulada por la norma ASTM D 2166. Esta dice que el ensayo cubre la determinación de la compresión inconfinada de un suelo cohesivo en condiciones inalteradas, remoldeadas o compactadas aplicando carga axial con deformación controlada. Este método proporciona un valor aproximado de resistencia de suelos cohesivos en términos de tensiones totales.

La resistencia a la compresión no confinada se define como la tensión de compresión a la cual falla una probeta de suelo cilíndrica, que es cargada axialmente y sin presiones de confinamiento horizontales.

La prueba de compresión inconfinada se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Es decir, es un ensayo donde prácticamente sólo existe la etapa de carga que conduce el suelo a la falla. Sin embargo, podría considerarse como una primera etapa la condición inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere una tensión de magnitud igual, teóricamente, a la presión de preconsolidación que el suelo tendría en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen. La segunda etapa es donde la muestra es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial.

El valor del esfuerzo normal se encuentra de manera gráfica al realizar la curva de esfuerzo-deformación obtenida de la probeta compactada. Este valor es el punto máximo que alcanza la curva antes de empezar a descender, o sea, el punto donde se da la falla.

A este esfuerzo máximo se le denota con σ_1 . Y es este valor el que determina la cohesión cuando se hace la envolvente de falla.

Curva Característica Suelo-Agua

La Curva Característica Suelo-Agua es la relación entre la energía usualmente representada por la succión matricial y el contenido de agua de un suelo.

En el ámbito ingenieril la succión matricial de un suelo juega un papel muy importante para conocer los estados reales de esfuerzo y poder resolver problemas asociados a la mecánica de suelos no saturados en aspectos como el esfuerzo cortante, la compresibilidad y el flujo de fluidos.

Por otro lado, la determinación de la Curva Característica Suelo- Agua es un procedimiento complejo ya que se requiere equipo especializado, sin embargo, ciertos autores como Fredlund y Xing han presentado una forma de determinarla utilizando la distribución de tamaños del suelo.

La curva puede ser estimada por medio de tres métodos:

1. Estimación estadística del contenido de agua con valores de succión matricial seleccionados.
2. Correlación, por medio de un análisis de regresión con las propiedades del suelo y los parámetros de una ecuación analítica que representa la Curva Característica Suelo- Agua.
3. Estimación de la Curva Característica Suelo-Agua utilizando un modelo conceptual basado en la física.

Para la elaboración de este proyecto se considera utilizar una ecuación analítica propuesta por Fredlund y Xing (Perera, Y. et al 2005). Esta contiene 4 parámetros que son relacionados con parámetros tomados de la distribución de tamaño de partículas y el índice de plasticidad del suelo.

A continuación se muestra la ecuación propuesta:

$$S = C(h) \left[\frac{1}{\ln \left[\exp(1) + \left(\frac{h}{a_f} \right)^{b_f} \right] \right]^{c_f}}$$

Ecuación (14)

Donde

$$C(h) = \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{h}{h_{rf}} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{h_{rf}} \right)} \right]$$

Ecuación (15)

Donde

S=Saturación

h=Succión Matricial (kPa)

a_f=parámetro función del valor de entrada de aire en el suelo.

b_f=parámetro función de la razón de la extracción de agua del suelo una vez que el valor de la entrada de aire ha sido excedido.

c_f=parámetro función del contenido de agua residual.

h_{rf}=parámetro función de la succión que se da en el contenido de agua residual.

C(h)= factor de corrección función de la succión matricial.

Los parámetros antes mencionados deben ajustarse tanto a suelos plásticos como no plásticos.

Ecuaciones de Correlación para Suelos No Plásticos. (Perera, Y. et al. 2005)

$$a_f = 1,14a - 0,5 \quad \text{Ecuación (16)}$$

Donde

$$a = -2,79 - 14,1 \log(D_{20}) - 1,9 \times 10^{-6} P_{200}^{4,34} + 7 \log(D_{30}) + 0,055 D_{100}$$

Ecuación (17)

$$D_{100} = 10^{\left[\frac{40}{m_1} + \log(D_{60}) \right]} \quad \text{Ecuación (18)}$$

$$m_1 = \frac{30}{\left[\log(D_{90}) - \log(D_{60}) \right]} \quad \text{Ecuación (19)}$$

$$b_f = 0,936b - 3,8 \quad \text{Ecuación (20)}$$

Donde

$$b = \left\{ 5,39 - 0,29 \ln \left[P_{200} \left(\frac{D_{90}}{D_{10}} \right) \right] + 3D_0^{0,57} + 0,021 P_{200}^{1,19} \right\} m_1^{0,1}$$

Ecuación (21)

$$D_0 = 10^{\left[\frac{-30}{m_2} + \log(D_{30}) \right]} \quad \text{Ecuación (22)}$$

$$m_2 = \frac{20}{\left[\log(D_{30}) - \log(D_{10}) \right]} \quad \text{Ecuación (23)}$$

$$c_f = 0,26e^{0,758} + 1,4D_{10} \quad \text{Ecuación (24)}$$

Donde

$$c = \log(m_2^{1,15}) - \left(1 - \frac{1}{b_f} \right) \quad \text{Ecuación (25)}$$

$$h_{rf} = 100$$

Nota: En caso que el valor de a_f llegue a ser negativo este debe considerarse como 1.

Ecuaciones de correlación para Suelos Plásticos (Perera, Y. et al 2005)

$$a_f = 32,835 \{ \ln(wPI) + 32,438 \} \quad \text{Ecuación (26)}$$

$$b_f = 1,421 (wPI)^{-0,3185} \quad \text{Ecuación (27)}$$

$$c_f = -0,2154 \{ \ln(wPI) \} + 0,7145 \quad \text{Ecuación (28)}$$

$$h_{rf} = 500$$

Donde

$wPI = \text{Índice de Plasticidad}$

Para la interpretación de los datos se hace una gráfica en escala semilogarítmica, dejando el eje donde se coloque la succión en escala logarítmica.

A partir de los resultados obtenidos en la Curva Característica Suelo-Agua es posible conocer el comportamiento del esfuerzo de succión. Este es uno de los métodos existentes para encontrar la curva de saturación vs esfuerzo succión.

La succión está dada por la expresión: $u_a - u_w$

El esfuerzo de succión se puede expresar como:
 $\chi(u_a - u_w)$

Para efectos de este proyecto el parámetro de esfuerzo efectivo, χ , se considera como la saturación asociada a su correspondiente valor de succión en la Curva Característica Suelo-Agua. Es decir, el parámetro de esfuerzo efectivo es el producto de la succión por su respectivo valor de saturación.

Cimentaciones Superficiales

En términos ingenieriles una cimentación es la parte que sirve de soporte para la estructura. Su función principal es recibir las cargas provenientes de la estructura y transmitir las al terreno. Por esto una cimentación debe ser bien diseñada y analizada, y así garantizar la estabilidad de los elementos.

Entre los requerimientos que debe cumplir una cimentación están:

1. Contar con suficiente capacidad soportante al suelo.
2. No permitir asentamientos diferenciales.
3. Evitar deslizamientos.
4. Proteger la estructura contra volteo.

En general, las cimentaciones se dividen en tres grupos:

1. Cimentaciones Profundas
2. Cimentaciones Semi-Profundas.
3. Cimentaciones Superficiales

Cimentaciones Profundas

Estas son utilizadas usualmente cuando, por la baja capacidad del suelo presente, no se pueden utilizar cimentaciones superficiales. Por esto se debe a una profundidad mayor un suelo con una capacidad soportante adecuada para la estructura.

Además, se puede definir una cimentación profunda haciendo una relación de su ancho con el nivel de desplante. Para una cimentación profunda se debe cumplir con lo siguiente (CCCR, 2002):

$$4 < \frac{D_f}{B}$$

Donde

D_f = Nivel de desplante.

B = Ancho de la cimentación.

Cimentaciones Semi-Profundas:

Aquellas en las que se cumple con la siguiente relación (CCCR, 2002):

$$1 < \frac{D_f}{B} \leq 4$$

Cimentaciones Superficiales:

Cuando el suelo a una profundidad pequeña presenta buena capacidad soportante, el nivel de desplante, D_f , de la cimentación superficial es mucho menor que el de una cimentación profunda, por lo que la relación de este con el ancho de la misma es menor a 1. La relación del nivel de desplante con el ancho de una cimentación superficial se puede expresar de la siguiente manera (CCCR, 2002).

$$0 \leq \frac{D_f}{B} \leq 1$$

Una cimentación superficial se debe analizar bajo las condiciones de sus estados límite. Según el Código de Cimentaciones de Costa Rica (CCCR), el estado límite de una cimentación es aquella etapa del comportamiento geomecánico a partir de la cual la cimentación o parte de ella deja de cumplir alguna función para la cual fue proyectada.

En el diseño de cimentaciones superficiales es importante considerar la respuesta de la estructura ante cargas estáticas y dinámicas. Para el caso de este proyecto se consideran únicamente cargas estáticas, por lo que el factor de seguridad a utilizar será acorde a este aspecto.

Autores como Meyerhoff y Terzaghi han propuesto métodos para determinar la capacidad soportante de una cimentación superficial, sin embargo se hará énfasis a la Teoría de la Capacidad de Carga de Terzaghi. Terzaghi fue el primero en proponer una teoría para el cálculo de la capacidad de carga de una cimentación superficial. La misma analiza la condición de falla por cortante general. La falla por cortante general es aquella cuando en un suelo firme falla un volumen importante de terreno. La superficie que llega a fallar tiene forma curvada y se nota en el terreno circundante a la cimentación por medio de un levantamiento.

Como se mencionó antes los factores de capacidad de carga están en función del ángulo de fricción. En el caso de un suelo en condición no drenada ($\phi=0$), los factores N_q y N_γ no son considerados, por lo que la capacidad de carga se ve regida únicamente por la cohesión y el factor N_c .

Donde:

c : Cohesión

N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad y en función del ángulo de fricción, ϕ .

La ecuación general propuesta por Terzaghi considera aquellas cimentaciones infinitamente largas. Para casos en que las cimentaciones tengan otro tipo de geometría como cuadrada, Terzaghi propone la siguiente modificación:

$$q_u = 1,3cN_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma \quad \text{Ecuación (30)}$$

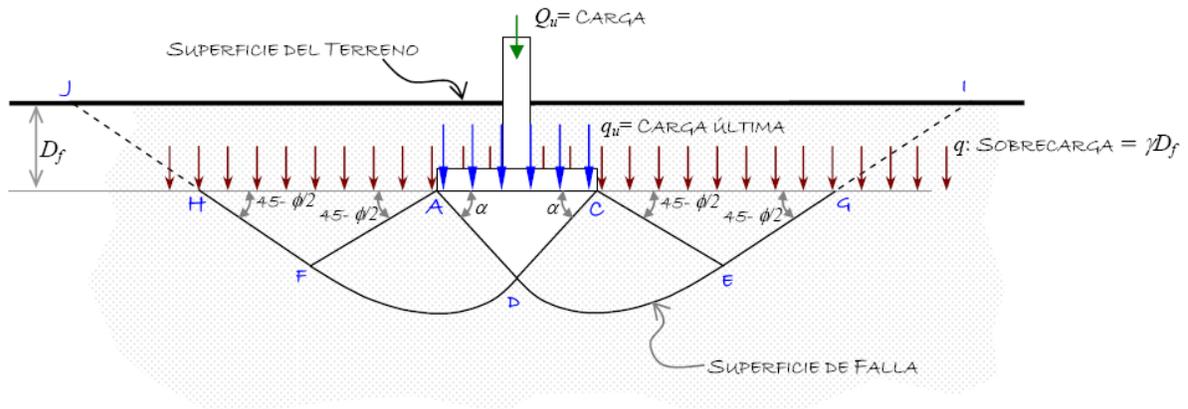


Figura 9. Falla por cortante general. (Manual de Diseño Geotécnico pág 42. Marco Tapia)

La ecuación de capacidad de carga de Terzaghi es la siguiente:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad \text{Ecuación (29)}$$

El valor del factor N_c también llega a variar bajo condiciones no drenadas. Según Janbu el valor N_c puede tomarse como 5,74 cuando $\phi=0$.

Considerando las variables que puedan presentarse en el terreno, se utiliza un factor de reducción al valor de carga última obtenido. A este factor de reducción se le llama Factor de Seguridad (FS). Así, la carga admisible se expresa como:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Ecuación (31)

Según el CCCR (2002), los valores del Factor de Seguridad están dados por el siguiente cuadro:

Tipo de Carga	FS
Estática	3
Estática + Dinámica	2

Metodología

Para la realización de este proyecto fue necesario hacer algunos ensayos de laboratorio a los suelos escogidos, y a partir de los resultados obtenidos partir con el diseño de una cimentación superficial como parte de los objetivos planteados.

Para los ensayos de laboratorio se utilizan como referencia las normas ASTM, sin embargo, para algunas de estas como la prueba de Compresión Inconfinada se hicieron algunas variaciones para buscar valores acordes a esta investigación.

Se seleccionaron tres tipos de suelos de tres diferentes zonas, de manera que dos de estos presentaran cierto grado de plasticidad y en uno de los casos plasticidad baja o no plástico.

Los suelos se nombraron de la siguiente manera:

- a. Zona: Pozos de Santa Ana (San José) → Suelo 1
- b. Zona: Cóncavas (Cartago) → Suelo 2
- c. Zona: Holcim (Cartago) → Suelo 3

Para realizar los ensayos de laboratorio en los tres tipos de suelos se tamizó el material en la malla N^o4, y se tomó como el material por trabajar el suelo pasando ese tamaño de malla. Lo que se necesita analizar es un material fino por lo que las partículas que fueron retenidas no se utilizaron para la elaboración de pruebas.

A continuación se mencionan los ensayos utilizados, así como los aspectos que se consideraron en cada uno.

Prueba de Granulometría (Norma ASTM 422: Análisis del Tamaño de las Partículas)

Para realizar una prueba granulométrica significativa se debe utilizar la norma ASTM 422. Este documento determina los objetivos de realizar dicha prueba, el equipo requerido para completarla, así como los procedimientos por utilizar.

Principalmente la norma explica cómo realizar el tamizado por el método de mallas, además del procedimiento para trabajar partículas finas con el método del hidrómetro.

Como referencia para la preparación de la muestra se utiliza otro documento, la norma ASTM 421: Preparación en seco, de muestras de suelo para análisis del tamaño de las partículas y para la determinación de las constantes del suelo.

Entre el equipo por utilizar para la prueba se encuentran:

Balanzas: Una balanza digital con una precisión de 0.01 (Figura 8).



Figura 10. Balanza digital con una precisión de 0,01g.

Mallas: Una serie de mallas de trama cuadrada. Los tamaños de mallas utilizados son los siguientes:

1. N°4 (4,75mm)
2. N°8 (2,36mm)
3. N°50 (300µm)
4. N°100 (150µm)
5. N°200 (75µm)

Para efectos de esta investigación se varió la serie de las mallas siguiendo la traducción de la norma ASTM 422, obtenida del curso de Laboratorio de Suelos, en la cual se reporta de manera opcional usar esa serie facilitando la elaboración de la prueba.

Es importante mencionar los cuidados que se deben tener a la hora de realizar la prueba. Entre estos están:

1. Considerar una cantidad significativa de material para que la prueba sea representativa.
2. El manejo adecuado del material utilizado. Evitar pérdidas de material mientras se realiza la prueba. En algunas ocasiones se cuenta con un agitador mecánico, en el cual se coloca la distribución de mallas con una charola en el fondo para recibir el porcentaje pasando de la última malla. Sin embargo, el laboratorio no cuenta con ese equipo por lo que la agitación se hace manual.
3. La limpieza de las mallas es fundamental, aún más en aquellas que son para materiales finos. Los residuos de material se quedan en la malla después de terminado el ensayo provocando obstrucción en el equipo.

Prueba de Límites de Consistencia (Norma ASTM 4318: Límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad de suelos).

Esta prueba tiene como objetivo encontrar el límite líquido, límite plástico y el índice de plasticidad del suelo. Esto significa que lo que se busca es encontrar las fronteras del suelo donde este cambia de estado. La frontera conven

cional entre los estados semisólido y plástico se llama límite plástico, entonces el porcentaje de humedad en ese punto es el que se considera el límite plástico del suelo.

La frontera entre los estados plástico y líquido se conoce como límite líquido, y es determinado mediante el método de la copa de Casagrande.

Para realizar este ensayo según la norma estándar se necesita tamizar el material por la malla N°40, ya que se necesita que el material sea lo suficientemente fino para encontrar los límites entre los estados del suelo.

Según se indica en la norma el equipo requerido para realizar los ensayos es el siguiente:

Límite Líquido

Copa de Casagrande: Consiste de una taza de latón suspendida de un carro diseñado para controlar su caída sobre una base de hule. Este dispositivo puede ser operado tanto manualmente como por un motor eléctrico. Sin embargo, para efectos del ensayo realizado para esta investigación se utilizó manualmente, ya que ese es el tipo que existe en el laboratorio utilizado.



Figura 11. Copa de Casagrande

Ranurador: Una herramienta hecha de metal anticorrosivo con el que hace una abertura sobre la muestra de material que se coloca sobre la copa.

Recipientes: Recipientes pequeños de material anticorrosivo para colocar las muestras húmedas de cada uno de los puntos realizados y luego ser colocados dentro del horno.

Balanza: Se requiere que tenga precisión de 0,01g.(Figura 8)

Bandejas para mezclado: Un recipiente para mezclar el suelo y almacenar el material preparado, que no contamine de ninguna manera el espécimen de suelo preparado y que impida la pérdida de humedad durante el almacenaje. Es adecuado un plato de porcelana, este fue utilizado para este ensayo.

Límite plástico

Placa de vidrio esmerilado: De menos de 30 cm de lado por 1 cm de espesor para formar los bastoncillos de suelo.

Espátula: Una espátula o cuchillo que tenga una hoja de alrededor de 2 cm de ancho, y una longitud entre los 10 y 13 cm. Este aparato es utilizado para realizar el mezclado de la muestra de suelo con el agua.

Probeta: Debe ser lo suficientemente precisa para medir las cantidades de agua que se van agregando a las muestras de suelo. Es un equipo pequeño con una precisión de 0,5ml.



Figura 12. Probeta para 25ml con incertidumbre de 0,5ml.

Horno de secado, termostáticamente controlado, preferiblemente del tipo con corriente de aire forzado, capaz de mantener continuamente una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$ en la cámara de secado.

Según la norma ASTM 4318, existen dos métodos para

determinar el límite líquido de un suelo. El método A se llama también el método de multipuntos. Este método consiste en tomar una muestra de suelo, colocarla en la copa de Casagrande acomodando la muestra de manera que quede cubriendo el fondo de la copa, para luego partirla en el centro con el ranurador. Se debe tener el cuidado que a la hora de pasar el ranurador el fondo de la copa pueda verse, es decir, este limpio de material; luego se gira el manipulador de la copa y se cuentan el número de golpes requeridos para que se cierre la ranura del material. Este procedimiento se realiza alrededor de unas 4 veces con diferentes grados de humedad en la muestra, para luego realizar la gráfica porcentaje de humedad vs número de golpes, y por medio de la gráfica determinar el límite líquido. El método B consiste en realizar únicamente dos puntos, es decir, realizar dos pruebas con un mismo contenido de humedad multiplicado por un factor de corrección.

Para realizar este ensayo se escogió utilizar el método A por ser más preciso. Para determinar el límite líquido en este método se traza la gráfica porcentaje de humedad vs número de golpes, tal y como se mencionó anteriormente. El gráfico debe estar, preferiblemente, en escala semilogarítmica, es decir, el eje de las ordenadas en escala aritmética, mientras que el eje de las abscisas en escala logarítmica. Se traza una línea de ajuste lineal en tres o más puntos y se busca sobre esta lineal el porcentaje de humedad asociado a los 25 golpes.

Para determinar el límite plástico la norma estándar indica que se deben hacer bastoncillos sobre la placa de vidrio esmerilado con diferentes grados de humedad hasta conseguir que este bastón se rompa al alcanzar un diámetro de 3,2mm. Esta prueba se realiza varias veces para luego calcular un promedio de estas humedades y tomar el resultado como el límite plástico.

Para calcular el Índice de Plasticidad se tiene lo siguiente:

$$IP = LL - LP \quad \text{Ecuación (32)}$$

Donde

IP = Índice de plasticidad

LL = Límite Líquido

LP = Límite Plástico

La norma indica que tanto el LL como LP son números enteros. Si el límite líquido o límite plástico no pudieran determinarse o si el límite plástico es mayor o igual que el líquido el suelo se reporta como no plástico.

Prueba Proctor Estándar (Norma ASTM D698: Características de Compactación de Suelo en Laboratorio usando Esfuerzo Normal)

Esta prueba consiste en compactar el suelo en tres capas, dentro de un molde con dimensiones específicas, con un pisón de peso específico en cuestión de 25 golpes por capa. Para realizar la prueba se debe agregar cierta cantidad de agua al suelo, mezclarlo bien para conseguir una saturación parcial del material para luego colocar una primera capa dentro del molde, golpear el material con el pisón, de manera que los 25 golpes sean distribuidos sobre toda la superficie de la capa. Se repite el procedimiento anterior para las tres capas, consiguiendo la altura especificada del molde.

Según este método la energía de compactación conseguida es de 6 kg cm/cm³, la cual es calculada con la siguiente fórmula:

$$E_e = \frac{N_n Wh}{V} \quad \text{Ecuación (33)}$$

Donde

E_e = Energía Específica

N = Número de golpes por capa

n = Número de capas en el suelo

W = Peso del pisón

h = Altura de caída libre del pisón

V = Volumen del suelo compactado

Según la Norma ASTM D698, existen tres métodos para realizar la compactación estándar, los cuales se describen a continuación:

Procedimiento A:

Molde: 101.6mm. de diámetro y 117mm de altura.

Pisón: 2,5kg

Material: pasando la malla N° 4 (4.75mm.)

Capas: 3

Golpes por capa: 25

Uso: Puede ser usado si 20% o menos del peso del material es retenido en la malla N° 4.

Otro uso: si este procedimiento no se especifica, los materiales que reúnen estos requisitos de graduación se pueden probar usando los procedimientos B o C.



Figura 13. Molde para el ensayo Proctor Estándar, método A y B.

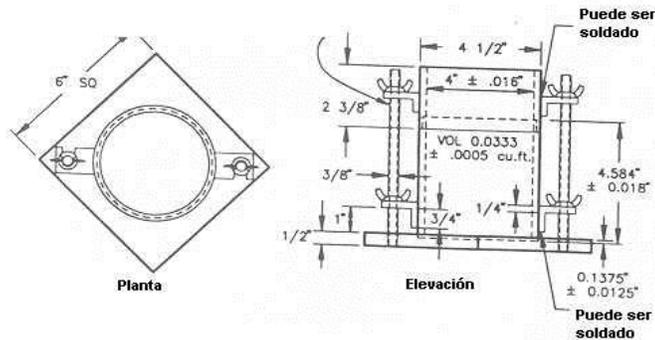


Figura 14. Esquema de las dimensiones del molde para el ensayo Proctor Estándar, método A y B. (Norma ASTM D 698)

Procedimiento B:

Molde: 101.6mm. de diámetro y 117mm de altura.

Pisón: 2,5kg

Material: Pasando la malla 9.5mm.

Capas: 3

Golpes por capa: 25

Uso: Debe ser utilizado si más del 20% en peso del material es retenido en la malla

N° 4 (4.75 mm.) y 20% o menos en peso del material es retenido en la malla de 9.5mm.

Otro uso: si este procedimiento no se especifica, los materiales que reúnen estos requisitos de graduación se pueden probar usando el procedimiento C.

Procedimiento C:

Molde: 152.4mm de diámetro y 117mm de altura.

Pisón: 2,5kg

Material: pasando la malla de 19mm.

Capas: 3

Golpes por capas: 56

Uso: será utilizado si más del 20% en peso del material es retenido en la malla de 9.5mm. y menos de 30% en peso del material es retenido en la malla de 19mm.

El molde de 152.4 mm. De diámetro no debe ser usado en los procedimientos A o B.

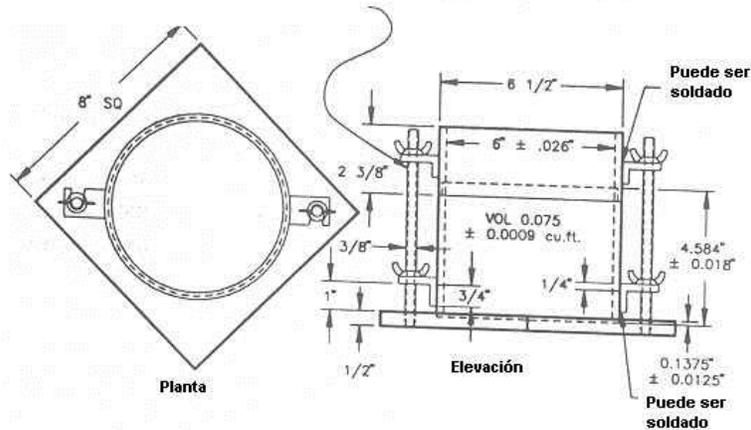


Figura 15. Esquema de las dimensiones del molde para el ensayo Proctor Estándar, método C. (Norma ASTM D 698)

Los métodos para realizar este ensayo varían con base en el material que se va a estudiar. Según el material seleccionado para esta investigación, el método por utilizar para este ensayo es el método A.

Prueba Proctor Modificada (Norma ASTM 1557: Métodos de ensayo para características de compactación del suelo en laboratorio usando esfuerzo modificado).

Como se mencionó anteriormente, lo que busca la Prueba Proctor Modificada es aumentar la energía de compactación de la Prueba de Proctor Estándar. Para lograr esto se variaron algunos aspectos del procedimiento de la primera prueba. Por ejemplo, para aumentar la energía de compactación se aumentó el número de capas de 3 a 5, se aumentó el peso del pisón y por lo tanto la altura de caída. Ahora se tiene un pisón de 4,5kg y una altura de caída de 45,7cm.

Con las modificaciones realizadas al equipo y al procedimiento, la energía de compactación es ahora de 27,2 kg cm/cm³.

Si el peso específico seco es mayor por el

aumento en la energía de compactación, la cantidad de agua inicial (humedad óptima) se verá reducida en este ensayo. Por lo tanto, en la Curva de Compactación el punto máximo de densidad estará por encima y a la izquierda del punto máximo de la Prueba de Compactación Estándar.

Al igual que la Prueba de Compactación Estándar, la Norma ASTM 1557, para la Prueba de Compactación Modificada, indica tres métodos para realizar el ensayo:

Procedimiento A:

Molde: 101.6mm. de diámetro y 117mm de altura.
 Pisón: 4,5kg
 Material: pasando la malla N° 4 (4.75mm.)
 Capas: 5
 Golpes por capa: 25
 Uso: el porcentaje sobre la malla N° 4 debe ser menor o igual a 20 o 25%.
 Otro uso: Si no se especifica y se cumple con gradación, se puede usar B o C.

Procedimiento B:

Molde: 101.6mm. de diámetro y 117mm de altura.
 Pisón: 4,5kg
 Material: Partículas de 3/8"
 Capas: 5
 Golpes por capa: 25

Uso: Porcentaje sobre malla N°4 mayor o igual al 20 o 25% y porcentaje de material sobre la malla 3/8" menor o igual al 20 o 25%

Otro uso: Si no se especifica y se cumple con gradación, se puede usar C.

Procedimiento C:

Molde: 152.4mm de diámetro y 117mm de altura.

Pisón: 4,5kg

Material: Partículas de 3/4"

Capas: 5

Golpes por capas: 56

Uso Porcentaje de material sobre 3/8" debe ser mayor o igual al 20 o 25% y el porcentaje de material sobre 3/4" debe ser menor o igual al 30%.

Otros: Este tamaño de molde no se utiliza para métodos A y B.

Al igual que el ensayo Proctor Estándar, los métodos de este ensayo se basan en el suelo en estudio. Por esto el método que se utilizó para esta prueba es el método A.

Determinación del Esfuerzo Normal (Norma ASTM 2166: Método Estándar para la Resistencia a la Compresión Inconfinada de un Suelo Cohesivo)

Con este método se busca encontrar el esfuerzo máximo al cual un espécimen de suelo con una densidad y humedad definida falla. De esta manera hacer un diagrama de la envolvente de falla, encontrar la intersección con el eje de las ordenadas y dar un valor de cohesión a la muestra.

Para la elaboración de los especímenes por fallar se definió una densidad específica. Esta se determinó reduciendo la densidad máxima, γ_d , obtenida de las pruebas de compactación entre un 85-95%. Se definen dos valores de relación de vacíos, e , para cada suelo y se varía la saturación cinco veces para cada uno de estos valores.

Se debe controlar el valor de la relación de vacíos sin importar las variaciones en la saturación, ya que esta sólo depende de la densidad propuesta.

Para controlar la relación de vacíos se utiliza el método de sub-compactación.

El método de sub-compactación que se usó para elaborar los especímenes consiste en definir un número de capas acorde a la altura del molde para realizar la compactación. Cada una de estas capas va a tener un porcentaje de sub-compactación, U_n , dado por la siguiente fórmula:

$$U_n = U_{ni} - \left[\frac{(U_{ni} - U_{nt})}{n_t - 1} (n - 1) \right] \quad \text{Ecuación (34)}$$

Donde

U_n = porcentaje de sub-compactación

U_{ni} = porcentaje de sub-compactación de la primera capa.

U_{nt} = porcentaje de sub-compactación de la última capa.

n = es la capa en la que se está trabajando.

n_t = es el número total de capas.

Se utilizó un total de 3 capas para cada espécimen y un 5% de sub-compactación para la primera capa.

El método de sub-compactación permite controlar la densidad en cada una de las capas seleccionadas, lo cual permite tener muestras más uniformes, es por esto que se utiliza este método para elaborar los especímenes. Se escogió utilizar 3 capas ya que la altura del molde utilizado es 7,1cm, lo cual se considera pequeña, y usar más de tres capas es difícil de controlar.

Dentro del equipo utilizado para este ensayo se tiene:

Máquina de compresión: Debe ser una plataforma equipada con un tornillo que le permita transmitir la carga a un anillo de carga, un aparato de carga hidráulico, o cualquier otro aparato de compresión con suficiente capacidad.

Extractor de muestras. Aparato capaz de extraer la muestra cilíndrica del tubo para la muestra, en la misma dirección que la muestra entró al tubo, a una velocidad uniforme y sin alterar la muestra.

Indicador de deformación: Debe tener una escala graduada a 0.03mm o mejor.

Caliper: con escala vernier para tomar las dimensiones físicas de la muestra. Debe tener una precisión de 0,01mm.

Balanza: Para pesar los especímenes. Debe tener una precisión de 0,01g.

Tubo para muestras: consiste en un tubo de metal de aproximadamente 71mm de largo y 33mm de diámetro, que en su parte superior tiene un collarín que se desprende una vez que la muestra está lista y sujeta a una base atornillada.

Resultados

Granulometría

Suelo 1

Se tomaron dos muestras del material 1 para realizar la prueba granulométrica en seco. Para la primera muestra de este suelo se tomó un peso inicial de 2181,7g. Entre los resultados obtenidos de esta prueba se tiene lo siguiente:

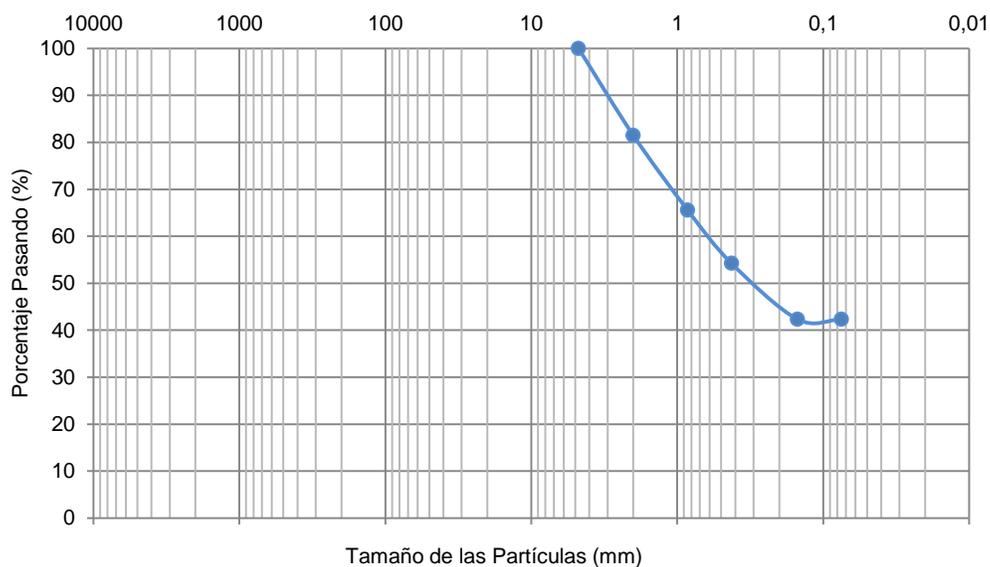


Gráfico 3. Curva granulométrica obtenida para el Suelo 1.

SUELO 2

Para el caso del suelo 2, de igual manera que el suelo 1, se tomaron dos muestras del material pasando la malla N°4 para la prueba granulométrica. Para la muestra 1 se tiene un peso inicial de 3034,0g. En el gráfico 4 se presentan los resultados obtenidos.

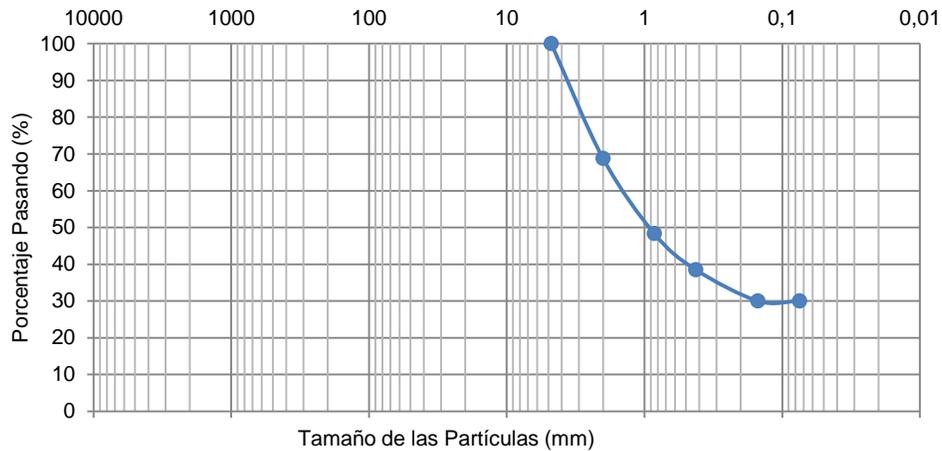


Gráfico 4. Curva granulométrica obtenida para el Suelo 2.

SUELO 3

El gráfico 5 muestra los resultados obtenidos en la prueba de granulometría. Peso inicial de la muestra= 2472,3g

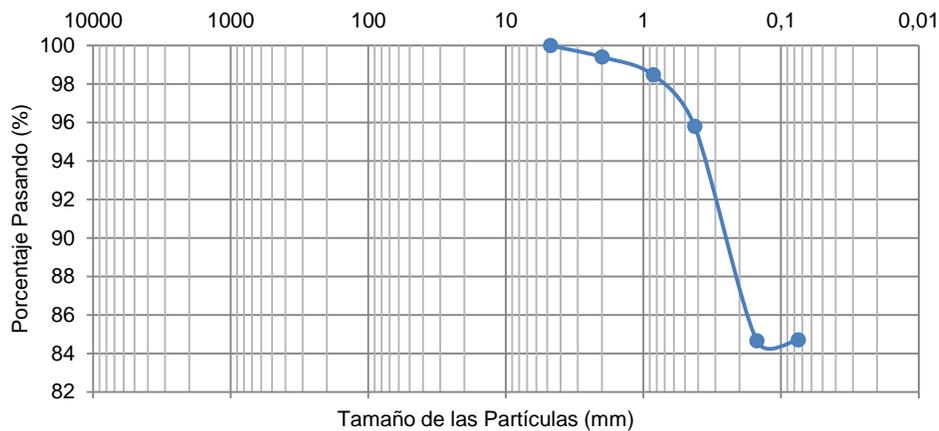


Gráfico 5. Curva granulométrica obtenida para el Suelo 3.

LÍMITES DE ATTERBERG

Los resultados obtenidos en el ensayo de límite líquido para el Suelo 1 se presentan en el siguiente gráfico:

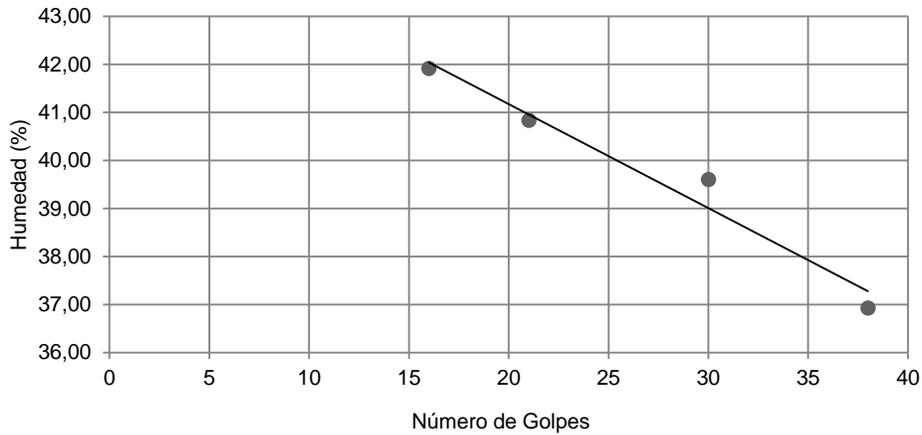


Gráfico 6. Curva de Fluidez Suelo 1

Los resultados obtenidos en el ensayo de límite líquido para el Suelo 2 se muestran en el siguiente gráfico.

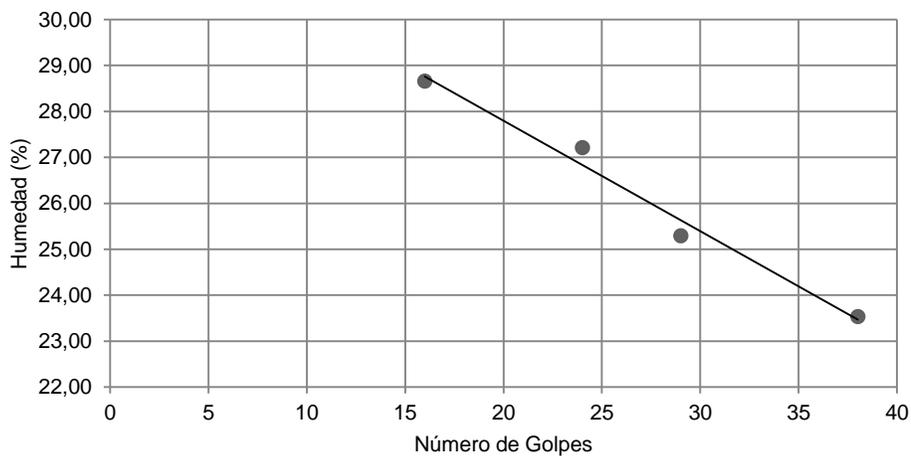


Gráfico 7. Curva de Fluidez Suelo 2

Los valores obtenidos en el ensayo de límite líquido para el Suelo 3 se muestran a continuación:

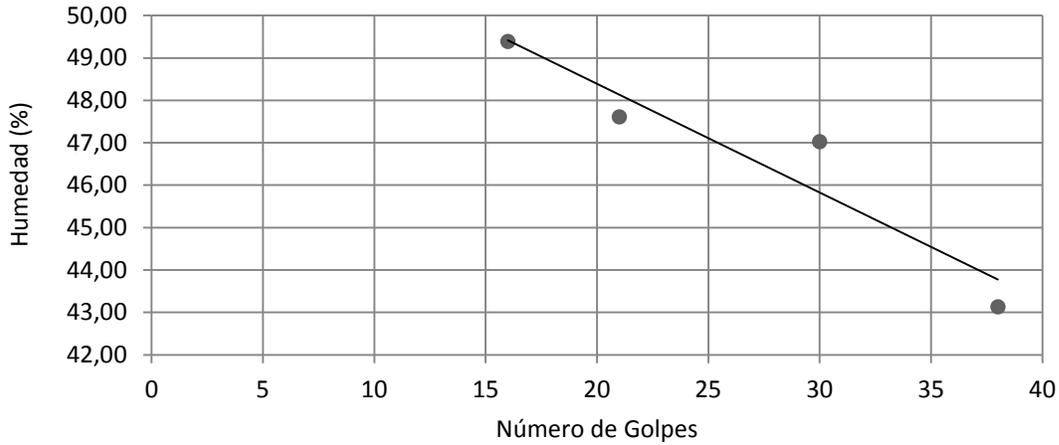


Gráfico 8. Curva de Fluidez Suelo 3

En el cuadro que se presenta a continuación se muestran los valores de límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad para cada uno de los suelos.

CUADRO 2. VALORES DE LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD PARA LOS TRES SUELOS.			
Suelo	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de plasticidad
1	40	25	15
2	26	NP	NP
3	47	28	18

CLASIFICACIÓN DEL SUELO (SUCS)

Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y utilizando los datos obtenidos tanto en el ensayo de granulometría como el de límites de consistencia se realiza la siguiente clasificación del material.

CUADRO 3. CLASIFICACIÓN OBTENIDA PARA LOS TRES TIPOS DE SUELOS		
Suelo	Lugar	Clasificación
1	Pozos, Santa Ana	SC, Arena arcillosa.
2	Cóncavas, Cartago	SM, Arena Limosa.
3	Holcim, Cartago	CL, Arcilla Arenosa

DETERMINACIÓN DE LAS CURVAS DE COMPACTACIÓN

El gráfico siguiente presenta las curvas de compactación Estándar y Modificada así como la línea de 100% de saturación para el Suelo 1.

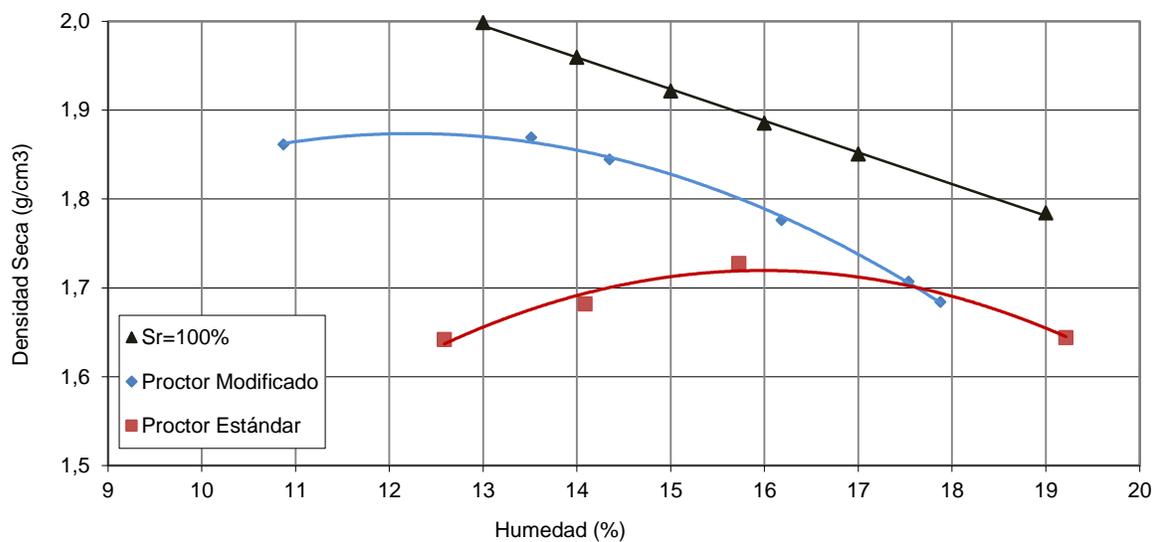


Gráfico 9. Curvas de Compactación obtenidas para Suelo 1.

El gráfico siguiente presenta las curvas de compactación Estándar y Modificada así como la línea de 100% de saturación para el Suelo 2.

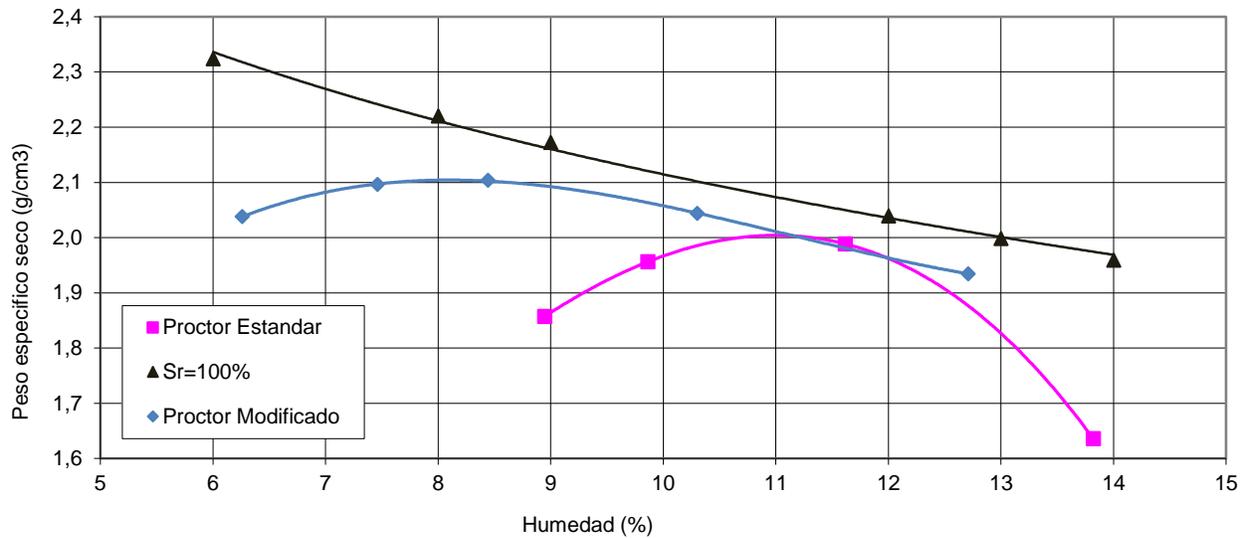


Gráfico 10. Curvas de Compactación obtenidas para el Suelo 2.

El gráfico siguiente presenta las curvas de compactación Estándar y Modificada así como la línea de 100% de saturación para el Suelo 3.

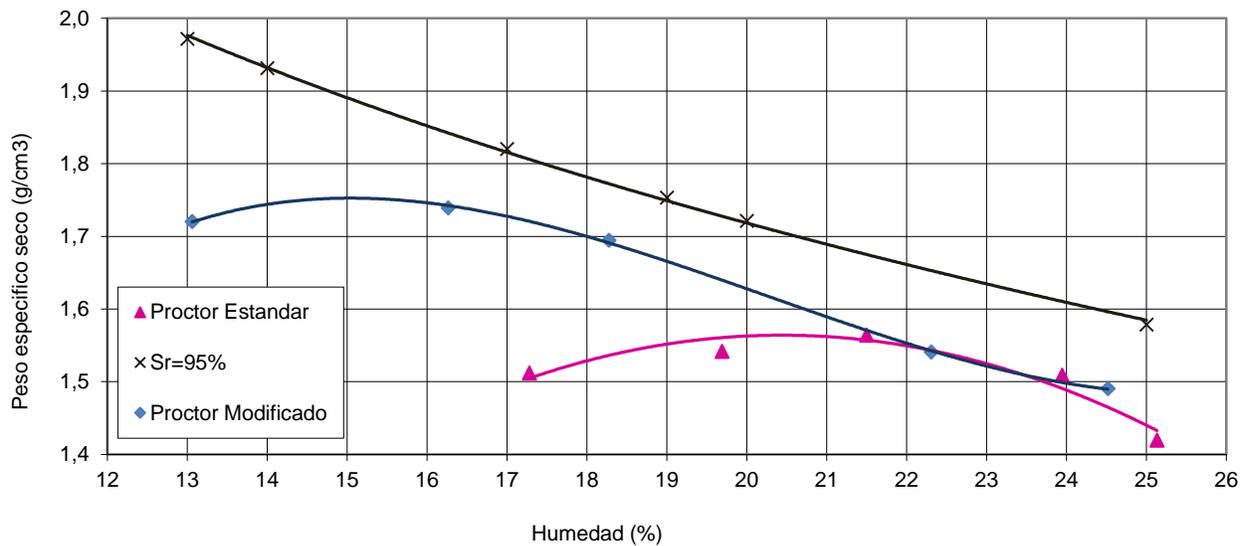


Gráfico 11. Curvas de Compactación obtenidas para el Suelo 3.

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE.

Para la elaboración de las muestras se esta prueba se utilizó el método de sub-compactación.

CUADRO 4. PORCENTAJE DE SUBCOMPACTACIÓN PARA CADA UNA DE LAS CAPAS DE LAS MUESTRAS.					
Capa	Uni (%)	Unt (%)	nt	n	Un (%)
1	5	0	3	1	5
2	5	0	3	2	2,5
3	5	0	3	3	0

CUADRO 5. TAMAÑO DE CADA UNA DE LAS CAPAS DE LAS MUESTRAS.					
Capa	ht (cm)	nt	n	Un	hn (cm)
1	7,1	3	1	5	2,5
2	7,1	3	2	2,5	4,8
3	7,1	3	3	0	7,1

Nota: El valor de h_n es la altura que debe de tener cada una de las capas.

La relación esfuerzo- deformación obtenida mediante el ensayo de compresión inconfiada para cada de uno de los suelos se muestra en los siguientes resultados.

SUELO 1

Los gráficos 12 y 13 muestran la relación esfuerzo- deformación para una relación de vacío de 0,7 y 0,8 respectivamente, con 5 diferentes porcentajes de saturación.

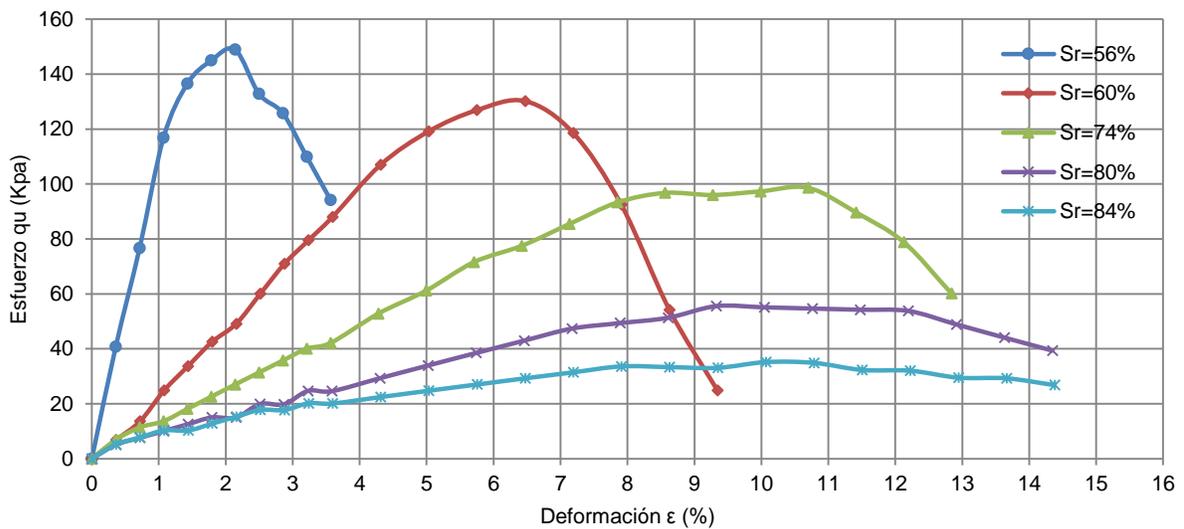


Gráfico 12. Curva de Esfuerzo vs Deformación con diferentes grados de Saturación para el Suelo 1, $e=0,7$.

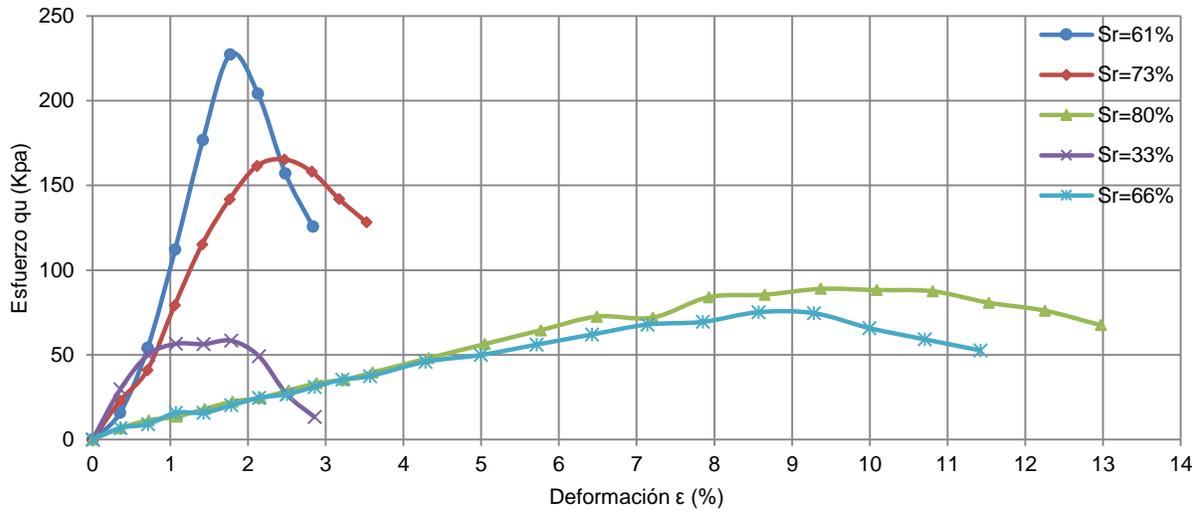


Gráfico 13. Curva de Esfuerzo vs Deformación con diferentes grados de Saturación para el Suelo 1, $e=0,8$.

SUELO 2

Los gráficos 14 y 15 muestran la relación esfuerzo-deformación para una relación de vacío de 0,53 y 0,51 respectivamente, con 5 diferentes porcentajes de saturación.

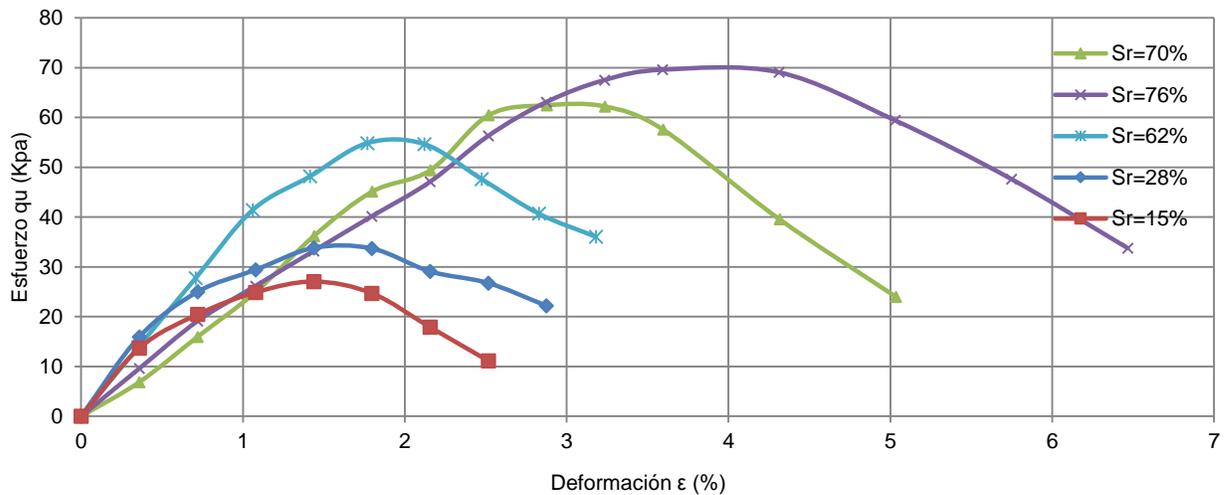


Gráfico 14. Curva de Esfuerzo vs Deformación con diferentes grados de saturación para el Suelo 2, $e=0,53$.

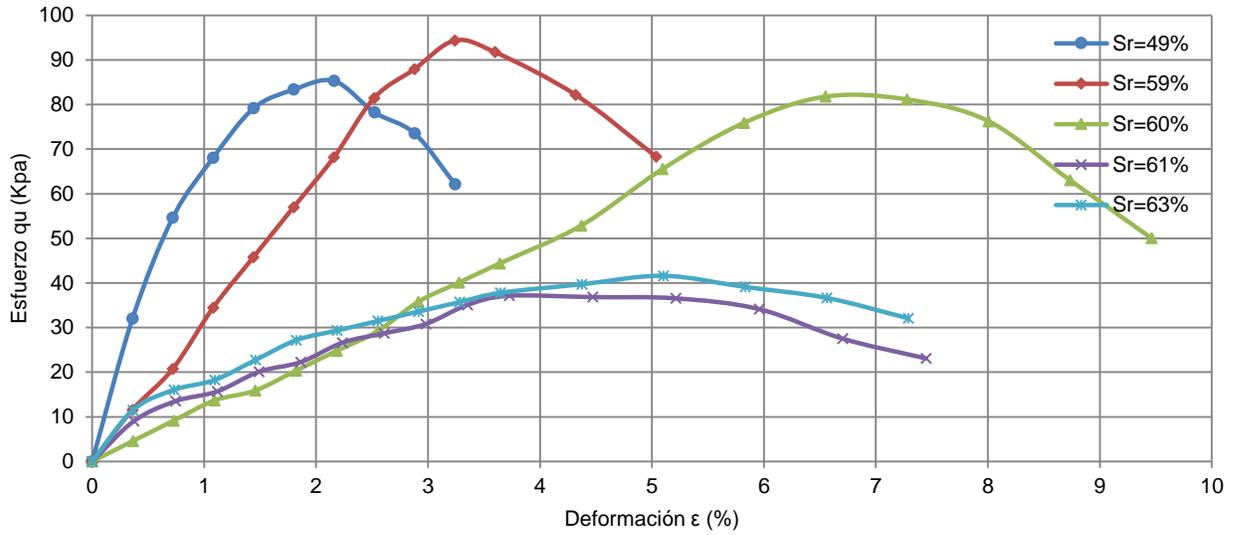


Gráfico 15. Curva de Esfuerzo vs Deformación con diferentes grados de Saturación para el Suelo 2, $e=0,51$.

SUELO 3

Los gráficos 16 y 17 muestran la relación esfuerzo-deformación para una relación de vacío de 0,87 y 1,1 respectivamente, con 5 diferentes porcentajes de saturación.

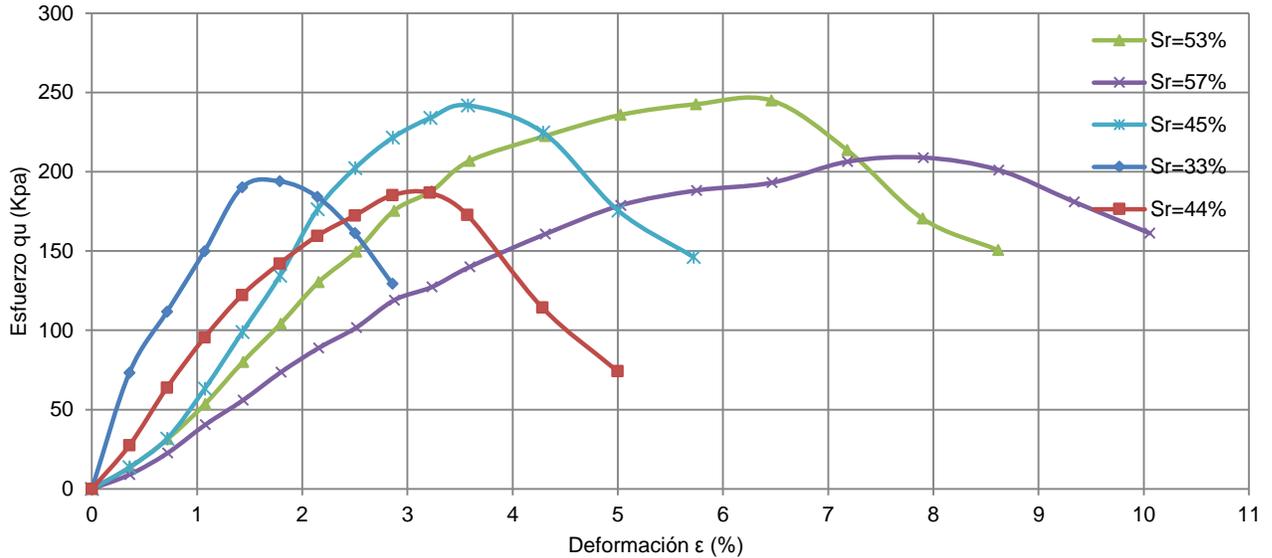


Gráfico 16. Curva de Esfuerzo vs Deformación con diferente grados de saturación para el Suelo 3, $e=0,87$.

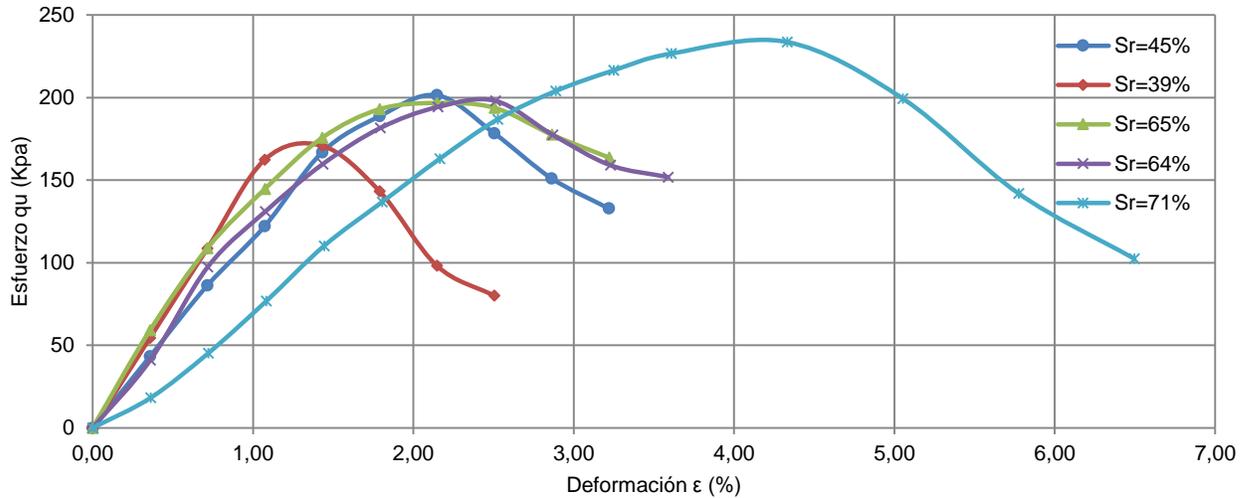


Gráfico 17. Curva de Esfuerzo vs Deformación con diferentes grados de Saturación para el Suelo 3, $e=1,1$.

VALORES DE COHESIÓN

SUELO 1

Con los resultados obtenidos en el ensayo de Compresión Inconfinada se obtienen los siguientes valores de cohesión.

CUADRO 6. VALORES DE COHESIÓN APARENTE PARA DIFERENTES GRADOS DE SATURACIÓN DEL SUELO 1, $e=0,7$.		
Saturación (%)	Resistencia Compresión Simple (kPa)	Cohesión No Drenada (kPa)
56	150,00	75,00
60	130,00	65,00
74	98,00	49,00
80	50,00	25,00
84	30,00	15,00

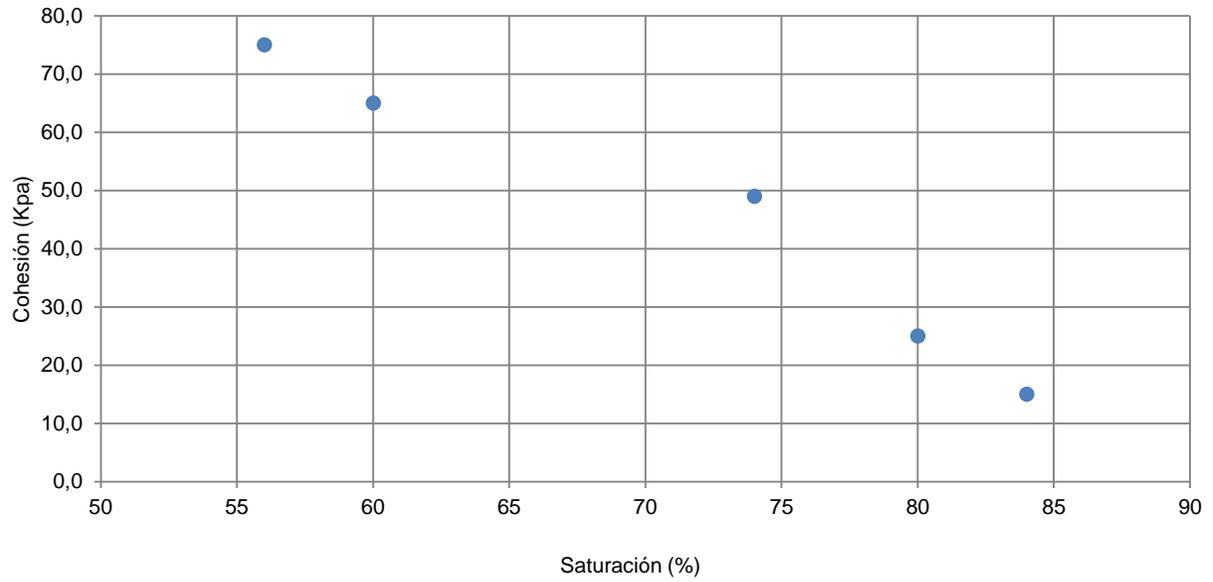


Gráfico 18. Curva de Cohesión (kPa) vs Saturación (%) Suelo 1, $e=0,7$.

Para representar de otra manera los valores de cohesión obtenidos se tiene a continuación el círculo de esfuerzos totales para el Suelo 1, $e=0,7$

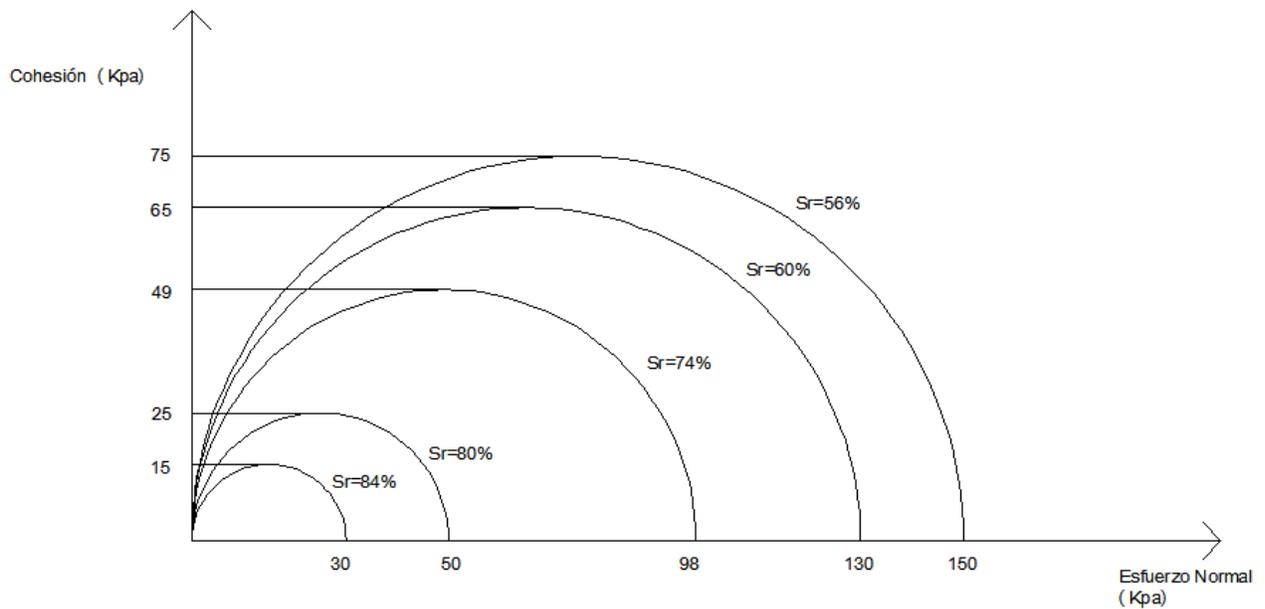
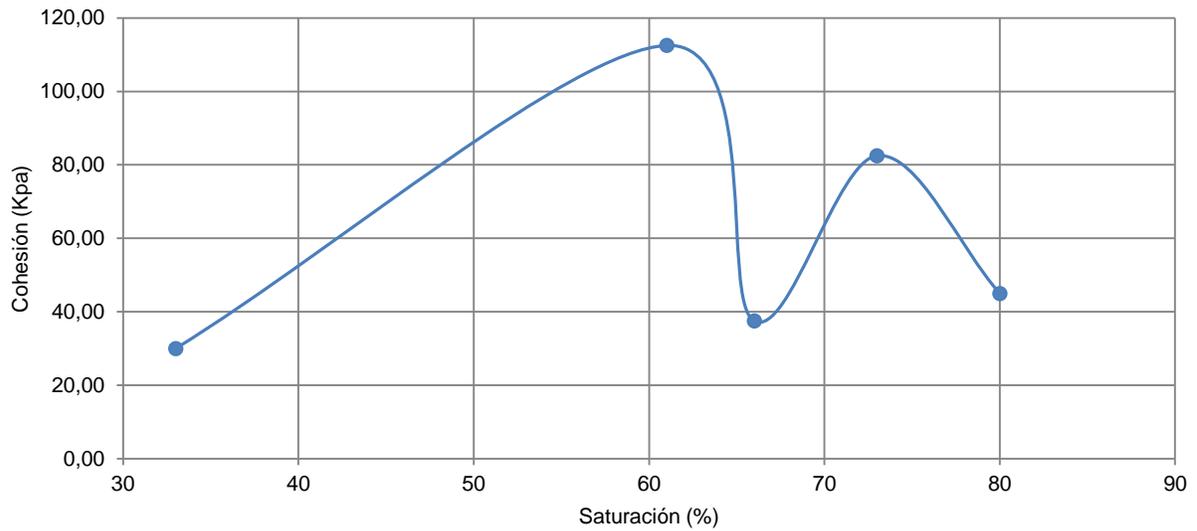


Figura 16: Círculo de esfuerzos totales obtenido para el Suelo 1 con una relación de vacíos de 0,7.

Los valores de cohesión obtenidos para el Suelo 1 con $e=0,8$ son los siguientes:

CUADRO 7. VALORES DE COHESIÓN APARENTE PARA DIFERENTES GRADOS DE SATURACIÓN DEL SUELO 1, $e=0,8$.		
Saturación (%)	Resistencia Compresión Simple (kPa)	Cohesión No Drenada (kPa)
33	60,00	30,00
61	225,00	112,50
66	75,00	37,50
73	165,00	82,50
80	90,00	45,00



Gráfica 19. Curva de Cohesión vs Saturación obtenida para el Suelo 1, $e=0,8$.

SUELO 2

El cuadro 8 muestra los valores de cohesión obtenidos para el suelo 2 con $e=0,53$.

CUADRO 8. VALORES DE COHESIÓN APARENTE PARA DIFERENTES GRADOS DE SATURACIÓN DEL SUELO 2, $e=0,53$		
Saturación (%)	Resistencia Compresión Simple (kPa)	Cohesión No Drenada (kPa)
15	27,00	13,50
28	35,00	17,50
62	55,00	27,50
70	63,00	31,50
76	70,00	35,00

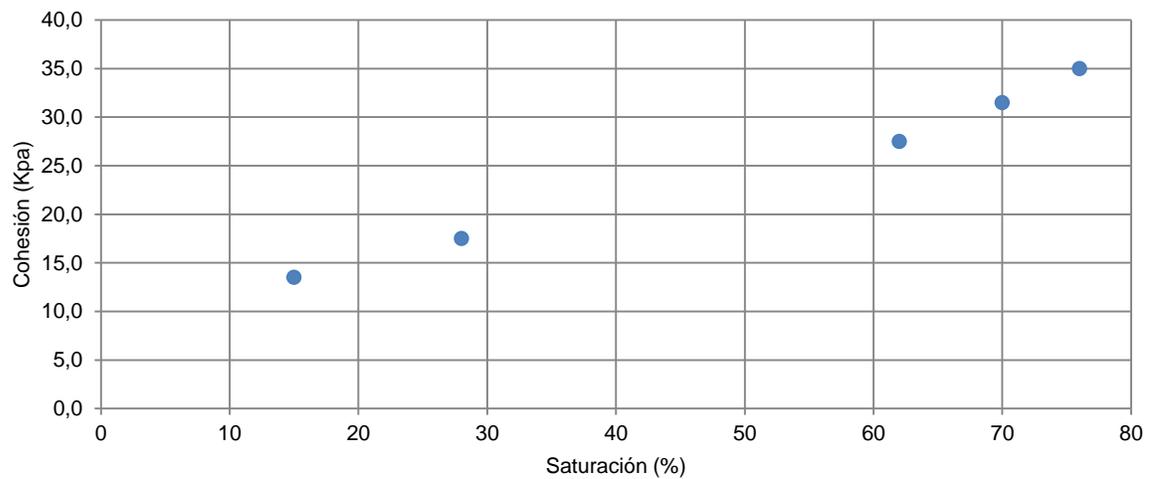


Gráfico 20. Curva Cohesión (kPa) vs Saturación (%) Suelo 2, $e=0,53$.

Para representar de otra manera los valores de cohesión obtenidos se tiene a continuación el círculo de esfuerzos totales para el Suelo 2, $e=0,53$.

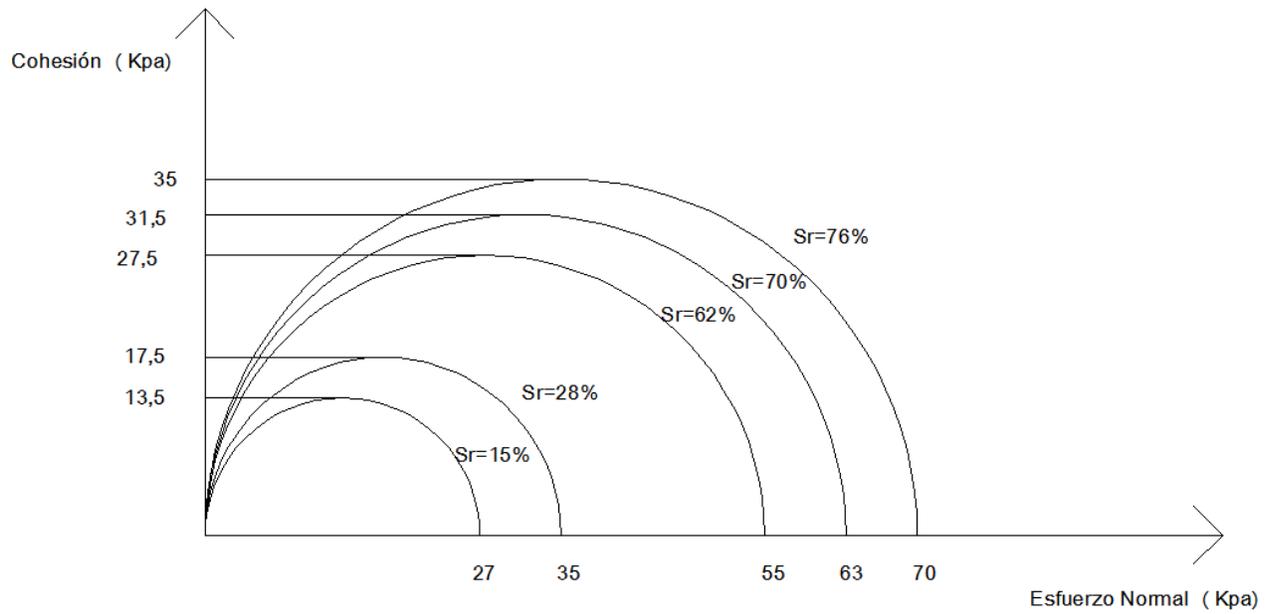


Figura17. Círculo de esfuerzos totales obtenido para el Suelo 2 con una relación de vacíos de 0,53.

Los resultados obtenidos en el Suelo 2 con $e=0,51$ se presentan en el cuadro 9.

CUADRO 9. VALORES DE COHESIÓN APARENTE PARA DIFERENTES GRADOS DE SATURACIÓN DEL SUELO 2, $e=0,51$.		
Saturación (%)	Esfuerzo Normal Máximo (kPa)	Cohesión No Drenada (kPa)
49	85,00	42,50
59	95,00	47,50
60	82,00	41,00
61	38,00	19,00
63	42,00	21,00

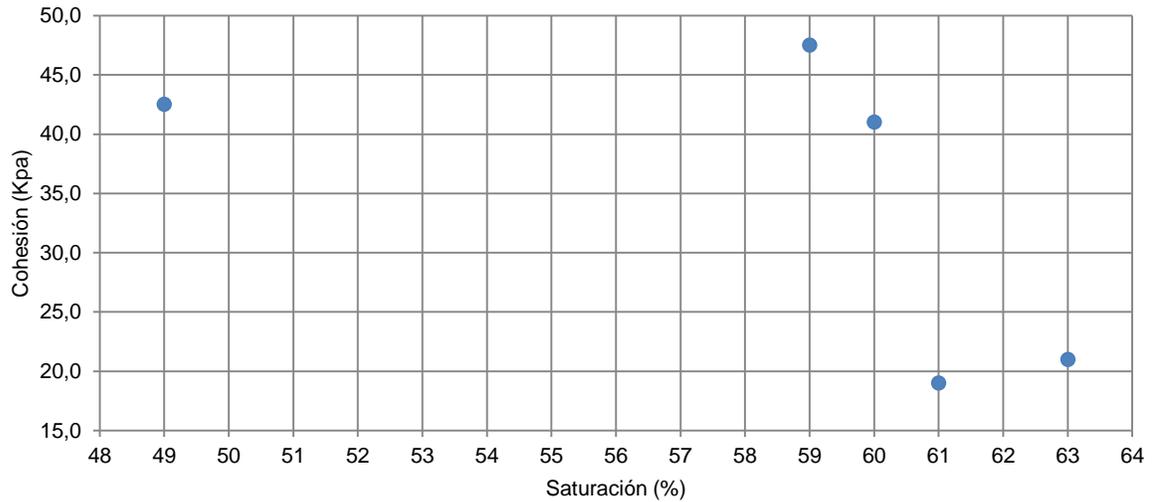


Gráfico 21. Curva de Cohesión (kPa) vs Saturación (%) Suelo 2, $e=0,51$.

SUELO 3

Para una relación de vacíos de 0,87 del Suelo 3 set tienen los siguientes valores de cohesión.

CUADRO 10. VALORES DE COHESIÓN APARENTE PARA DIFERENTES GRADOS DE SATURACIÓN DEL SUELO 3, $e=0,87$.		
Saturación (%)	Resistencia Compresión Simple (kPa)	Cohesión No Drenada (kPa)
33	195,00	97,50
44	185,00	92,50
45	240,00	120,00
53	250,00	125,00
57	210,00	105,00

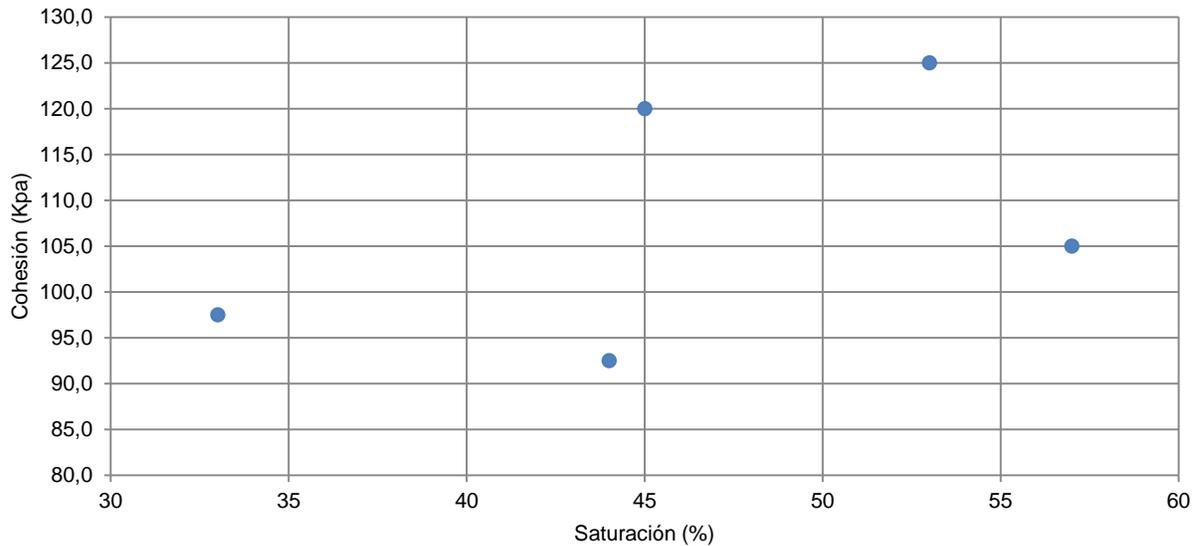


Gráfico 22. Curva de Cohesión (kPa) vs Saturación (%) Suelo 3, $e=0,87$.

Para representar de otra manera los valores de cohesión obtenidos se tiene a continuación el círculo de esfuerzos totales para el Suelo 3, $e=0,87$.

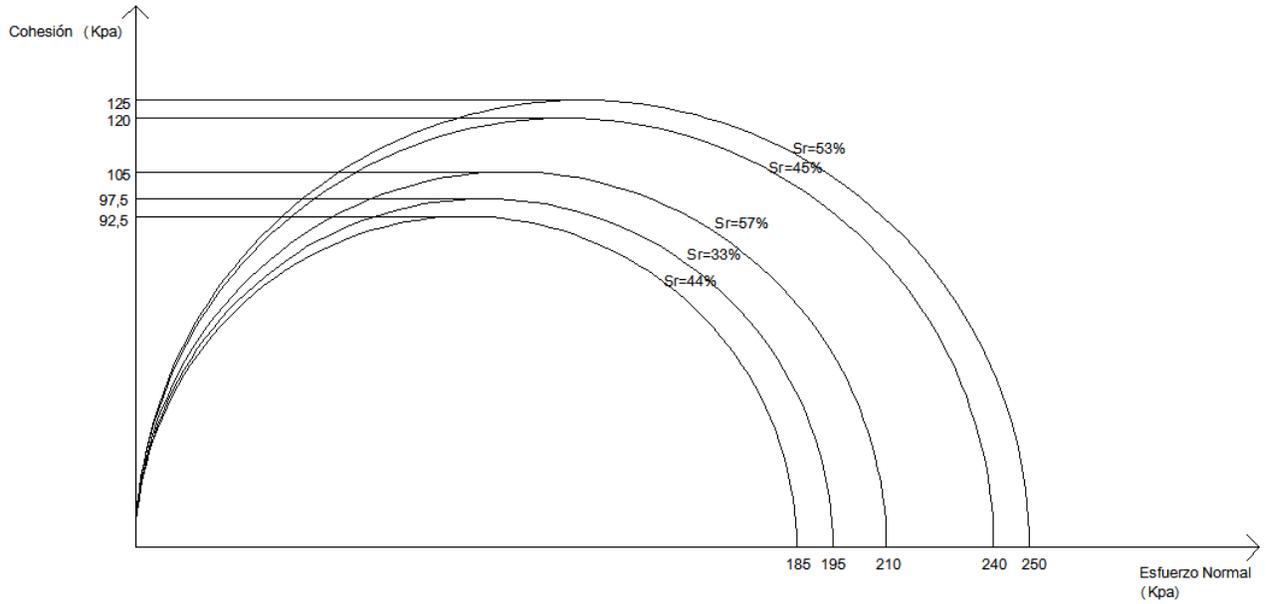


Figura18. Círculo de esfuerzos obtenido para el Suelo 3 con una relación de vacíos de 0,87.

El cuadro 11 presenta los valores de cohesión obtenidos para el Suelo 3 con $e=1,1$.

CUADRO 11. VALORES DE COHESIÓN APARENTE PARA DIFERENTES GRADOS DE SATURACIÓN DEL SUELO 3, $e=1,1$.		
Saturación (%)	Esfuerzo Normal Máximo (kPa)	Cohesión No Drenada (kPa)
39	170,00	85,00
45	205,00	102,50
64	200,00	100,00
65	195,00	97,50
71	240,00	120,00

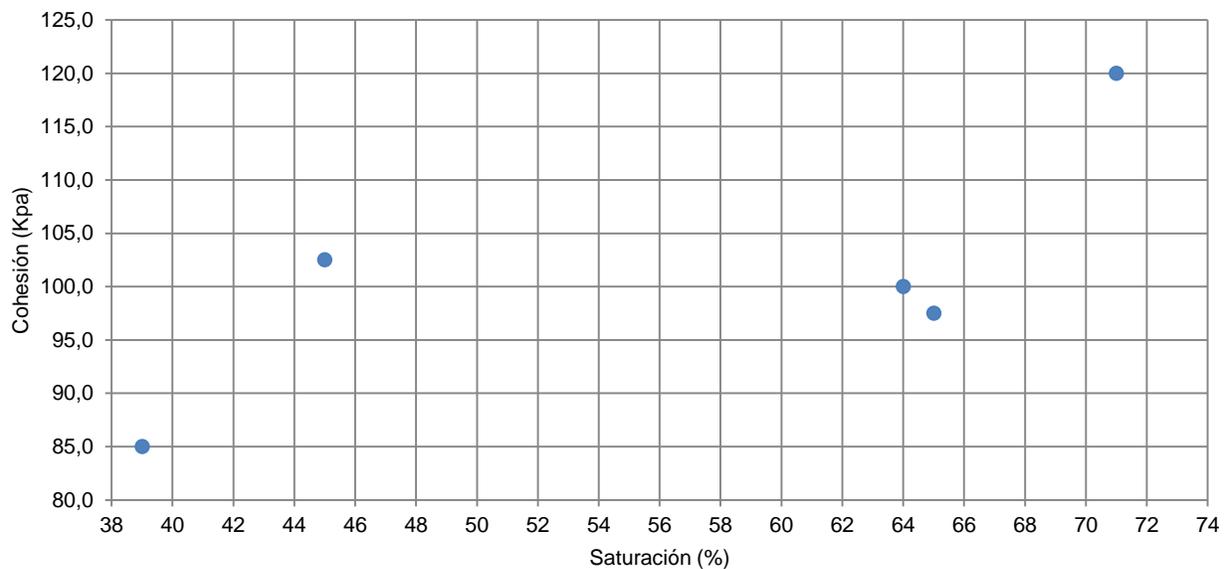


Gráfico 23. Curva de Cohesión (kPa) vs Saturación (%) Suelo 3, $e=1,1$.

Curva Característica Suelo-Agua

A continuación se presenta la Curva Característica Suelo-Agua y la Curva Característica de Esfuerzo de Succión para cada uno de los suelos.

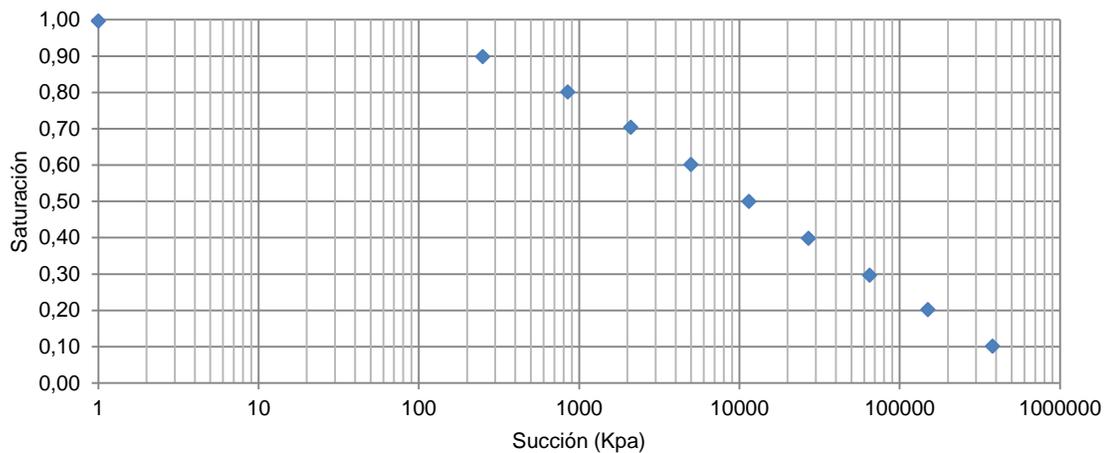


Gráfico 24. Curva Característica Suelo-Agua, Suelo 1.

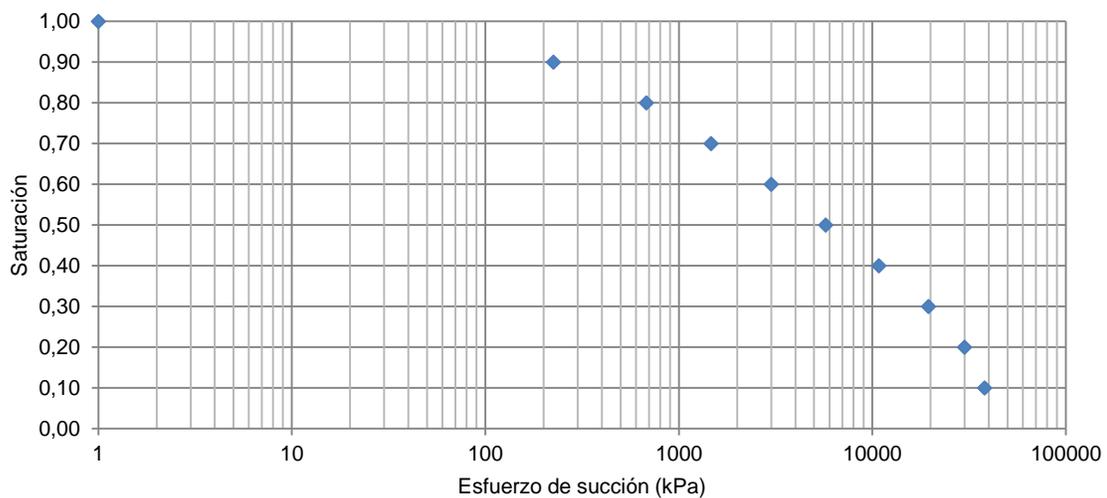


Gráfico 25. Curva Característica de Esfuerzo de Succión (kPa) para el Suelo 1.

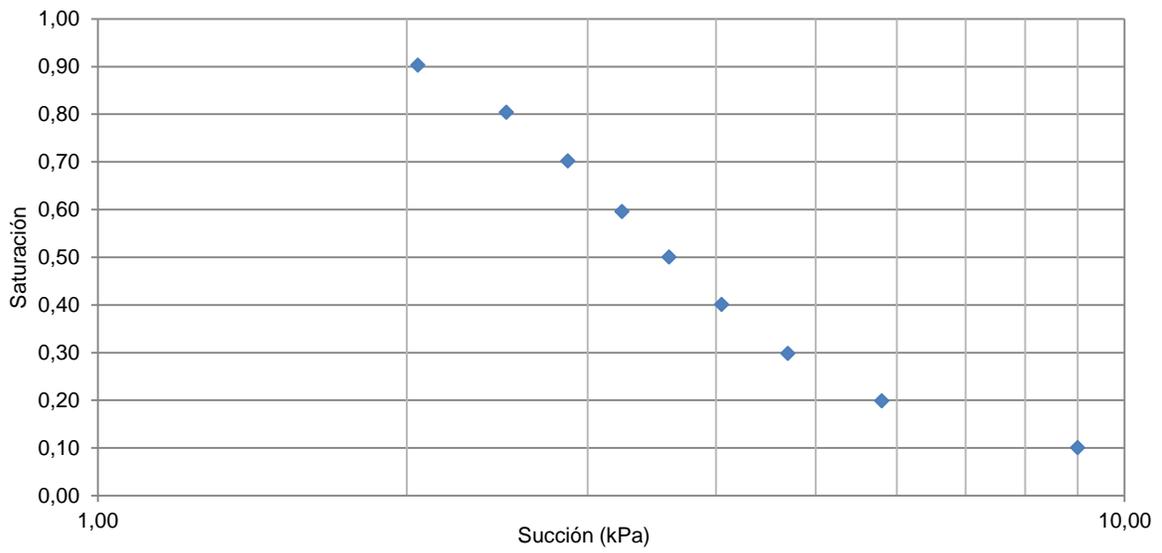


Gráfico 26. Curva Característica Suelo-Agua, Suelo 2.

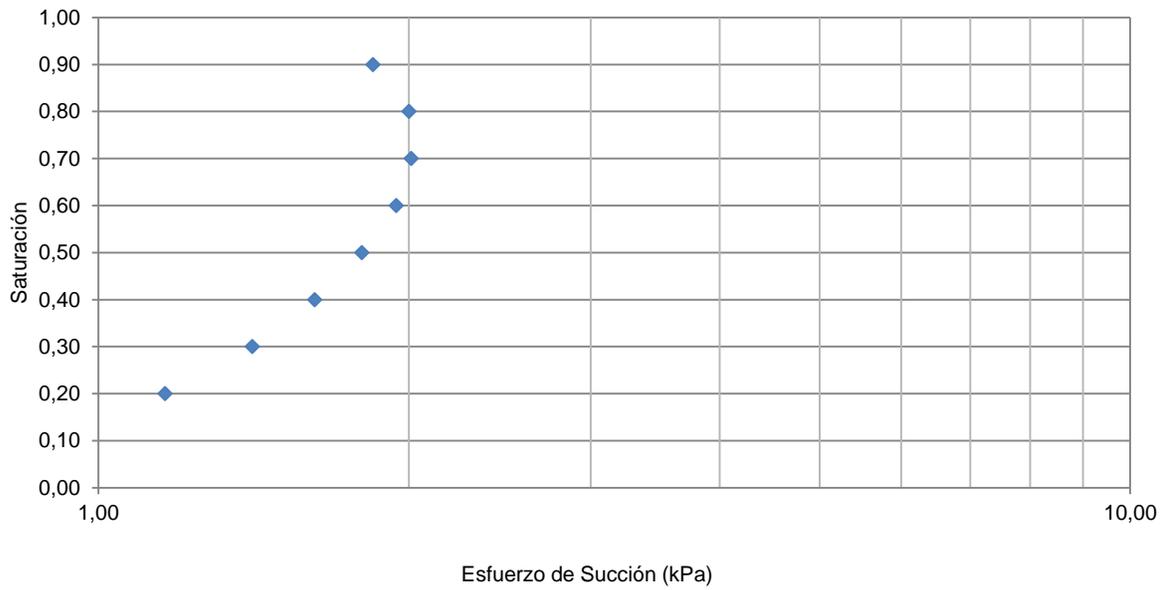


Gráfico 27. Curva Característica de Esfuerzo de Succión (kPa) para el Suelo 2.

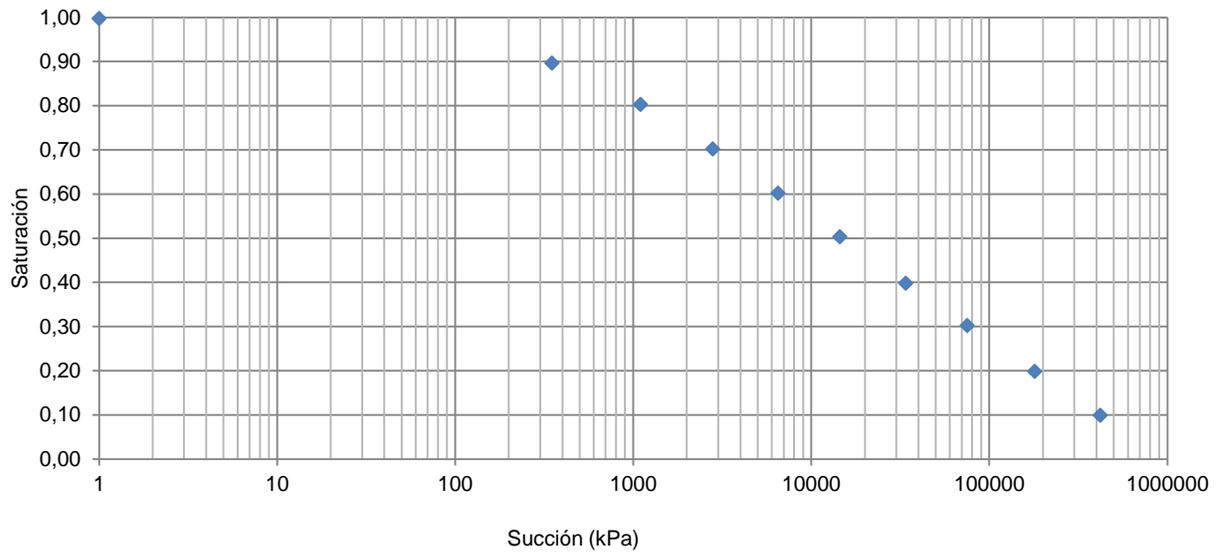


Gráfico 28. Curva Característica Suelo-Agua, Suelo 3.

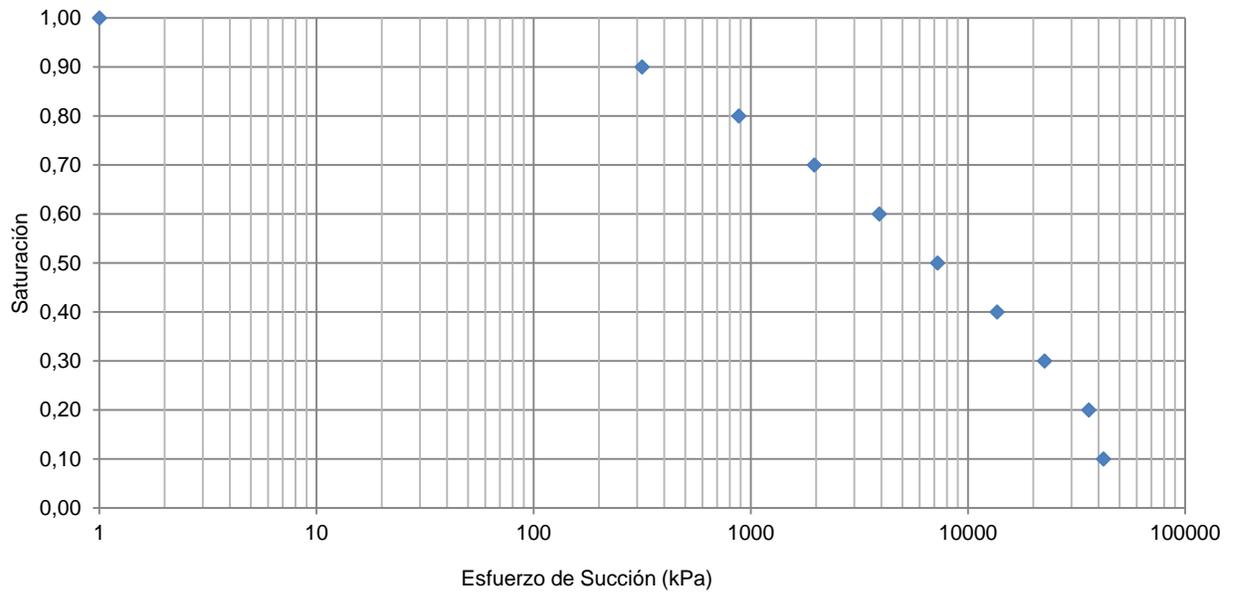


Gráfico 29. Curva Característica de Esfuerzo de Succión (kPa) para el Suelo 3.

Diseño de Cimentaciones Superficiales

Utilizando la ecuación de capacidad de carga de Terzaghi para cimentaciones cuadradas, considerando $N_c=5,74$ (Janbu), $\phi=0$ y una carga admisible de 140kN.

Considerando los valores de cohesión, c , obtenidos para cada saturación.

$$Carg a(P) = 140kN$$

$$FS = 3$$

$$N_c = 5,74$$

$$q_u = 1,3cN_c \quad \text{Ecuación (35)}$$

$$A(m^2) = \frac{(FS)(P)}{q_u} \quad \text{Ecuación (36)}$$

Como se supone una placa cuadrada:

$$Ancho(m) = \sqrt{A} \quad \text{Ecuación (37)}$$

Cuadro 12. Variación en las dimensiones de una cimentación superficial según el grado de saturación del Suelo 1.				
Relación de Vacíos (e)	Sat (%)	Cohesión (kPa)	Área (m2)	Ancho (m)
0,7	56	75,0	0,75	0,87
	60	65,0	0,87	0,93
	74	49,0	1,15	1,07
	80	25,0	2,25	1,50
	84	15,0	3,75	1,94
0,8	33	30,0	1,75	1,32
	61	112,5	0,50	0,71
	66	37,5	1,50	1,22
	73	82,5	0,68	0,82
	80	45,0	1,25	1,12

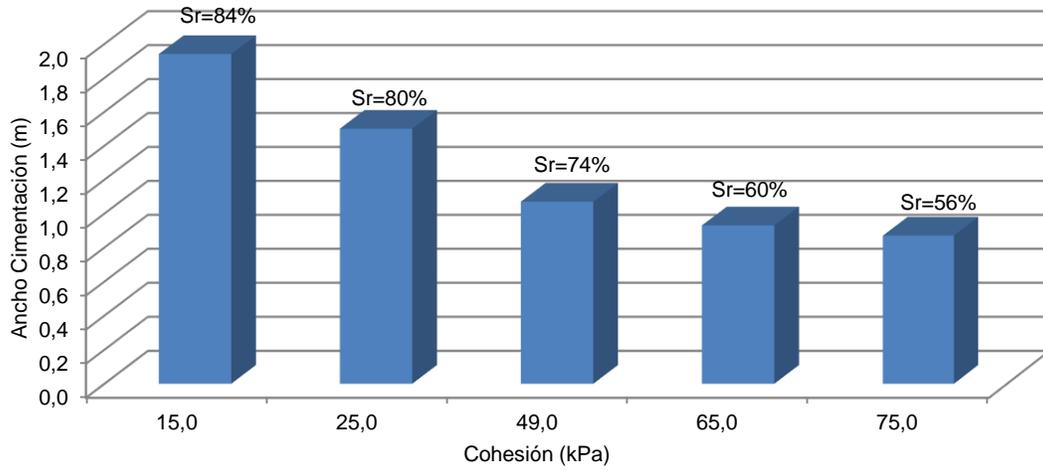


Gráfico 30. Efecto de la cohesión en las dimensiones de una cimentación, Suelo 1 ($e=0,7$).

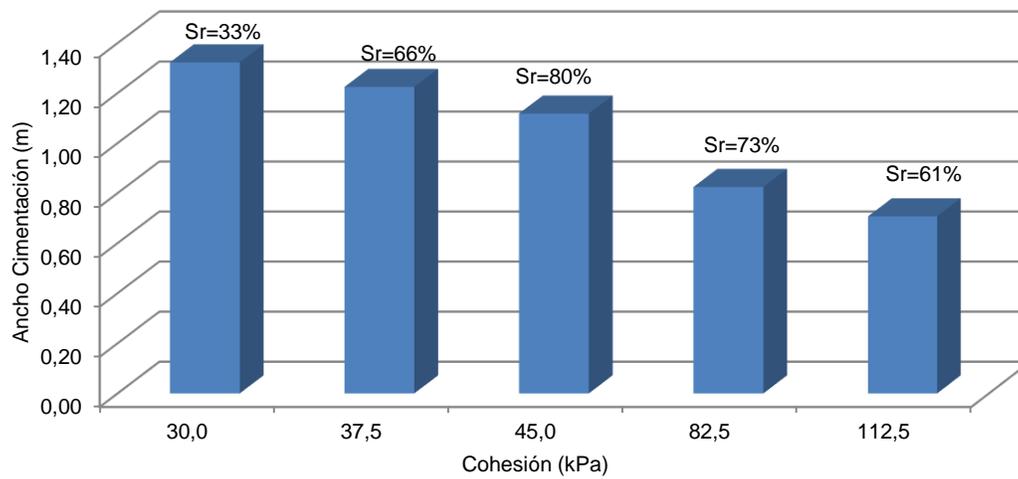


Gráfico 31 . Efecto de la cohesión la dimensión de una cimentación, Suelo 1 ($e=0,8$)

Si se mantiene el área de una cimentación, en este caso se escogió el área menor, podemos ver las variaciones del factor de seguridad según la saturación del suelo.

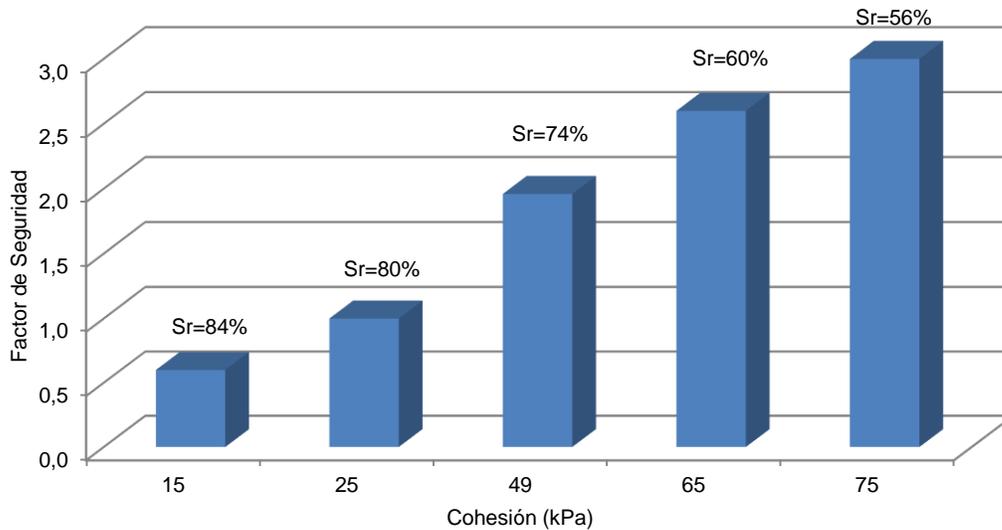


Gráfico 32. Variación del factor de seguridad para un área fija y cohesión variable, Suelo 1 e=0,7.

Cuadro 13. Variación en las dimensiones de una cimentación superficial según el grado de saturación del Suelo 2.				
Relación de Vacíos	Sat (%)	Cohesión (kPa)	Área (m ²)	Ancho (m)
0,53	15	13,5	4,17	2,04
	28	17,5	3,22	1,79
	62	27,5	2,05	1,43
	70	31,5	1,79	1,34
	76	35,0	1,61	1,27
0,51	49	42,5	1,32	1,15
	59	47,5	1,18	1,09
	60	41,0	1,37	1,17
	61	19,0	2,96	1,72
	63	21,0	2,68	1,64

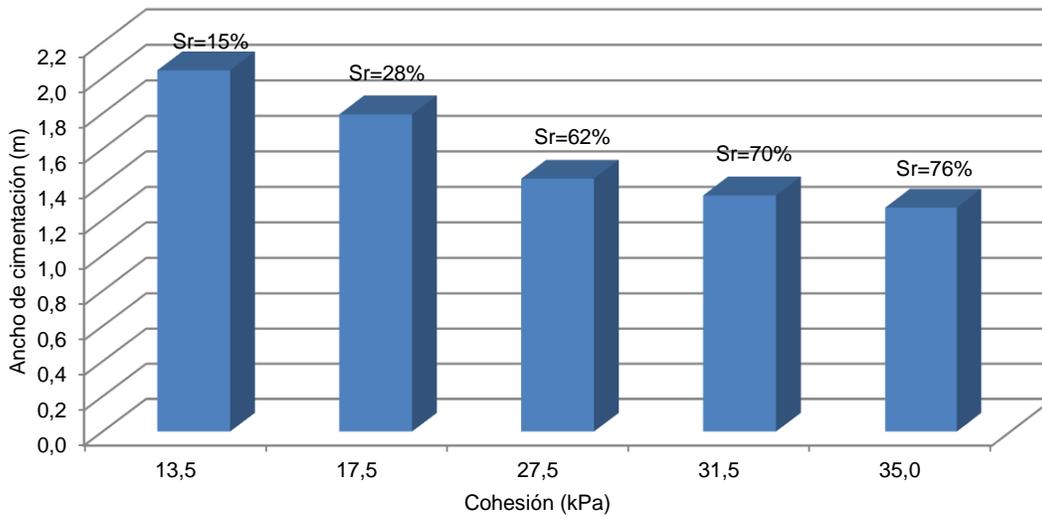


Gráfico 33. Efecto de la cohesión en las dimensiones de una cimentación, Suelo 2 ($e=0,53$).

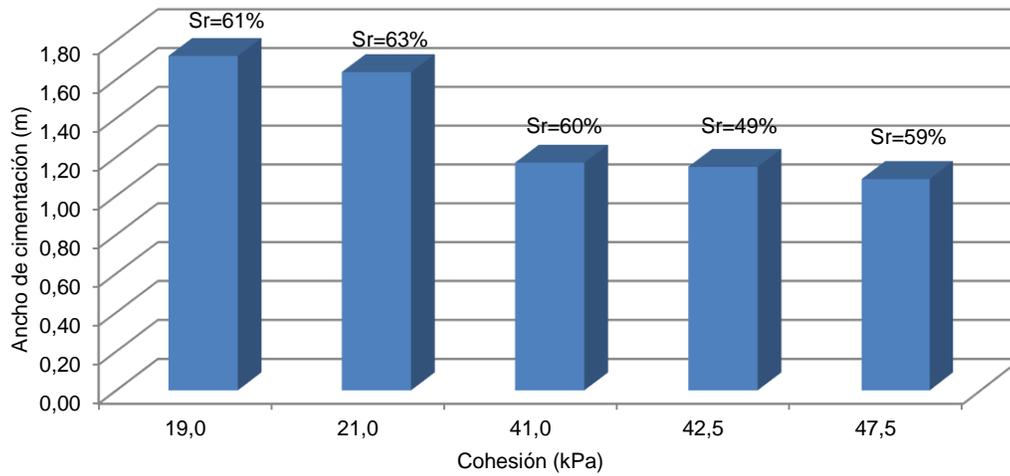


Gráfico 34. Efecto de la cohesión en las dimensiones de una cimentación, Suelo 2 ($e=0,51$).

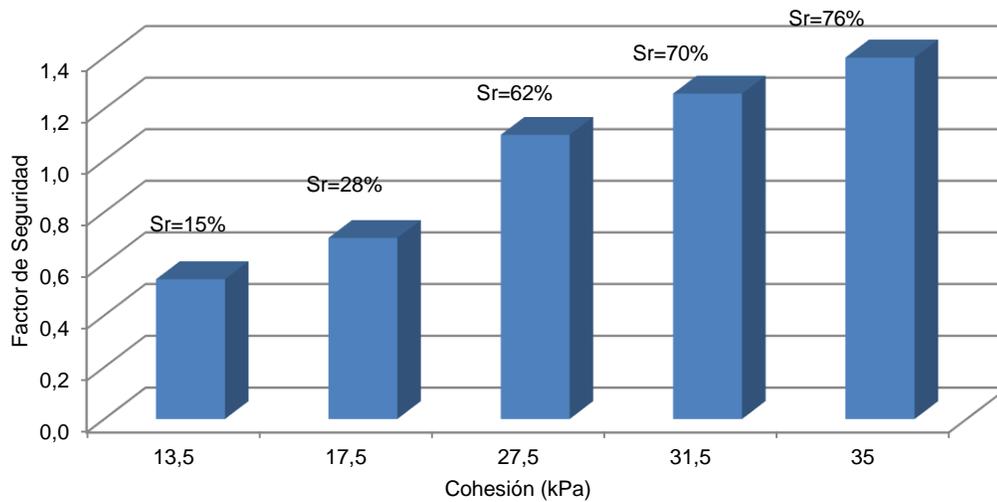


Gráfico 35. Variación del factor de seguridad para un área fija y cohesión variable, Suelo 2 $e=0,53$.

Cuadro 14. Variación en las dimensiones de una cimentación superficial según el grado de saturación del Suelo 3.				
Relación de Vacíos	Sat (%)	Cohesión (kPa)	Área (m ²)	Ancho (m)
0,87	33	97,5	0,58	0,76
	44	92,5	0,61	0,78
	45	120,0	0,47	0,69
	53	125,0	0,45	0,67
	57	105,0	0,54	0,73
1,1	39	85,0	0,66	0,81
	45	102,5	0,55	0,74
	64	100,0	0,56	0,75
	65	97,5	0,58	0,76
	71	120,0	0,47	0,69

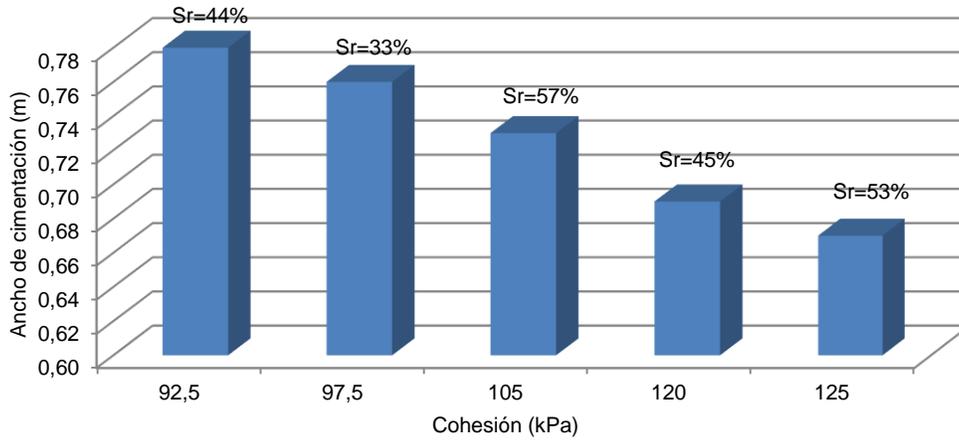


Gráfico 36. Efecto de la cohesión en las dimensiones de una cimentación, Suelo 3 ($e=0,87$).

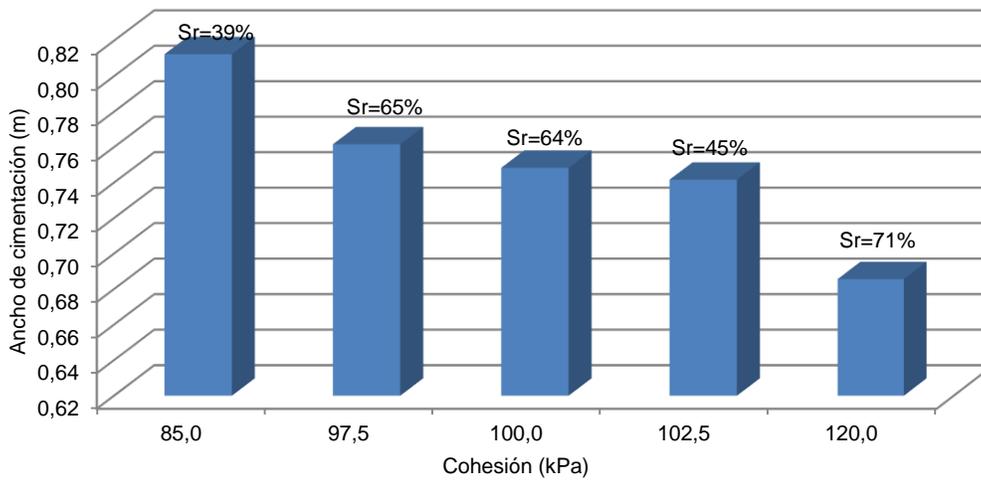


Gráfico 37. Efecto de la cohesión en las dimensiones de una cimentación, Suelo 3 ($e=1,1$).

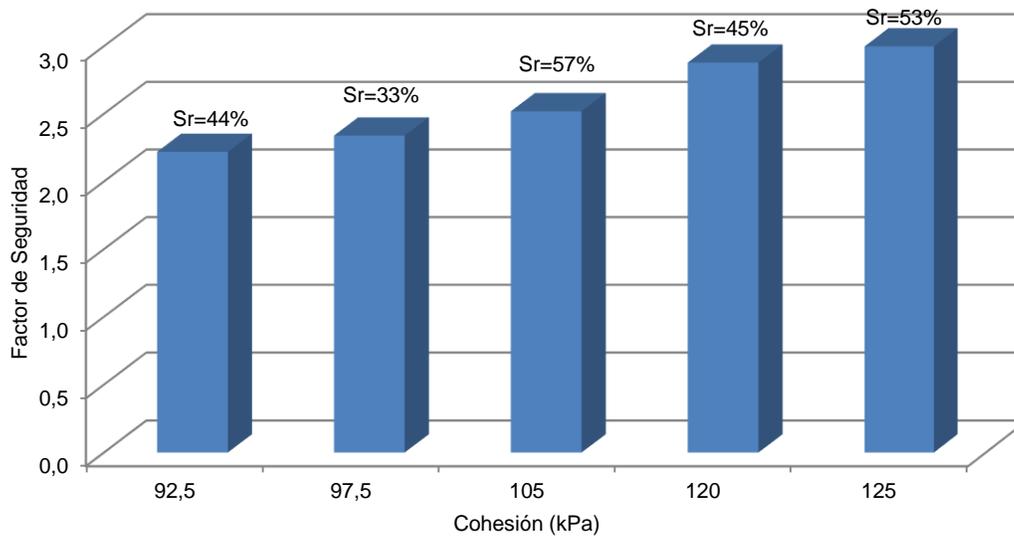


Gráfico 38. Variación del factor de seguridad para un área fija y cohesión variable, Suelo 3 e=0,87.

Para efectos ingenieriles nos interesa saber cómo afectan las variaciones en el tamaño de una placa el aspecto económico.

Para determinar el costo de una cimentación superficial se utilizó la información brindada por el Departamento de Presupuestos de la empresa Kirebe S.A. Se consideró un monto de $\text{¢}150,000.00/\text{m}^3$. A continuación se muestran algunos montos totales del costo de las cimentaciones propuestas.

CUADRO 15. COSTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PROPUESTAS PARA EL SUELO 1.				
Relación de Vacíos	Cohesión (kPa)	Área (m ²)	Ancho (m)	Costo Total ¢
e=0,7	75	0,75	0,87	47.250,00
	65	0,87	0,93	54.810,00
	49	1,15	1,07	72.450,00
	25	2,25	1,50	141.750,00
	15	3,75	1,94	236.250,00
e=0,8	30	1,75	1,32	110.250,00
	112,5	0,50	0,71	31.500,00
	37,5	1,50	1,22	94.500,00
	82,5	0,68	0,82	42.840,00
	45	1,25	1,12	78.750,00

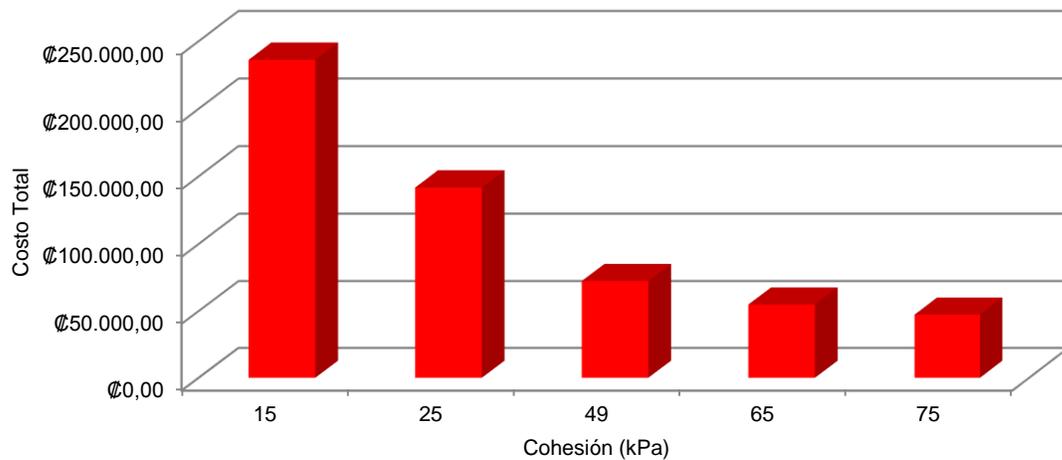


Gráfico 39. Efecto de la cohesión en el costo de las cimentaciones propuestas para el Suelo 1.

CUADRO 16. COSTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PROPUESTAS PARA EL SUELO 2.				
Relación de Vacíos	Cohesión (kPa)	Área (m ²)	Ancho (m)	Costo Total ¢
0,53	13,5	4,17	2,04	262.710,00
	17,5	3,22	1,79	202.860,00
	27,5	2,05	1,43	129.150,00
	31,5	1,79	1,34	112.770,00
	35,0	1,61	1,27	101.430,00
0,51	42,5	1,32	1,15	83.160,00
	47,5	1,18	1,09	74.340,00
	41	1,37	1,17	86.310,00
	19	2,96	1,72	186.480,00
	21	2,68	1,64	168.840,00

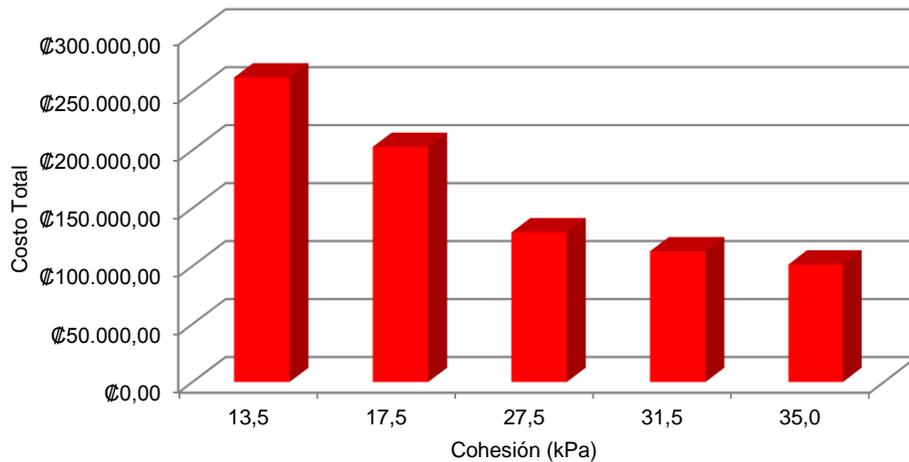


Gráfico 40. Efecto de la cohesión en el costo de las cimentaciones propuestas para el Suelo 2.

CUADRO 17. COSTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PROPUESTAS PARA EL SUELO 3.				
Relación de Vacíos	Cohesión (kPa)	Área (m ²)	Ancho (m)	Costo Total ¢
0,87	97,5	0,58	0,76	36.540,00
	92,5	0,61	0,78	38.430,00
	120	0,47	0,69	29.610,00
	125	0,45	0,67	28.350,00
	105	0,54	0,73	34.020,00
1,1	85	0,66	0,81	41.580,00
	102,5	0,55	0,74	34.650,00
	100	0,56	0,75	35.280,00
	97,5	0,58	0,76	36.540,00
	120	0,47	0,69	29.610,00

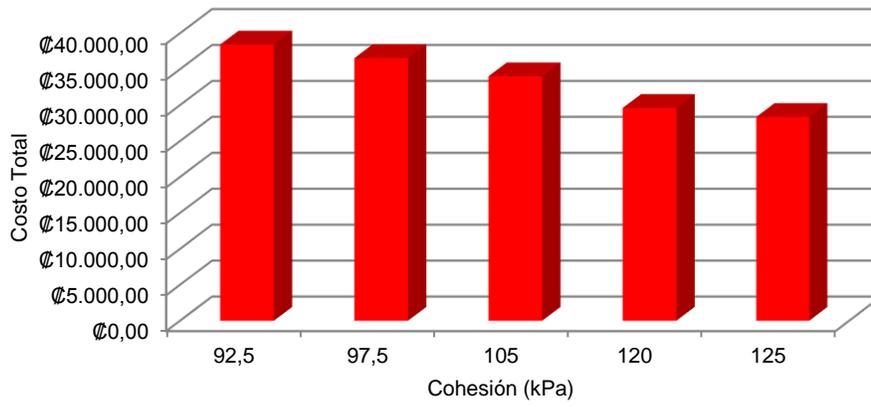


Gráfico 41. Efecto de la cohesión en el costo de las cimentaciones propuestas para el Suelo 3.

Análisis de los resultados

La clasificación del suelo, como parte inicial del apartado de resultados de esta investigación, se muestra por medio de gráficos, tablas o valores obtenidos durante la elaboración de cada una de las pruebas.

Cada una de las pruebas realizadas se hace como base para utilizar la clasificación SUCS mencionada en el marco teórico. Para esta se deben determinar valores como porcentaje pasando por la malla N°4, porcentaje pasando la malla N°200, coeficiente de gradación, límite líquido e índice de plasticidad.

Los tres suelos utilizados en las pruebas no son utilizados en su estado natural, al ser tamizados por la malla N°4 se busca que la mayoría del material sea fino como parte del fin de esta investigación.

A pesar de que la totalidad del material tiene un tamaño de partícula igual o menor a 4,75mm (malla N°4), una cantidad mucho menor a un 50% pasa la malla N°200, por lo que el material es una arena, pero por su índice de plasticidad, tanto el suelo 1 como el suelo 3, son materiales con presencia de arcilla. El suelo 2 por tener un índice de plasticidad cero, se clasificó como una arena con presencia de limo.

En el caso de una clasificación de campo para la los tres materiales, la presencia de material fino (suciedad) justifica cierto comportamiento de arcilla y limo en los suelos.

Es importante mencionar que en el ensayo de Límite Plástico los resultados obtenidos no son los esperados para el material que se está trabajando. El límite plástico para un suelo arcilloso es cercano a 10% (Berry, P. et al. 1997). Las variaciones en este valor se deben a errores cometidos durante el ensayo, y como consecuencia de esto el índice de plasticidad varía. Los resultados esperados en el índice de

plasticidad del suelo 1 y suelo 3 son, respectivamente, 30 y 37.

Por otro lado estos suelos fueron sometidos a pruebas de compactación, a una prueba Proctor Estándar para medir su densidad máxima, γ_d , así como a una prueba Proctor Modificada para determinar, a partir de estos datos, la relación de vacíos a la que se iba a trabajar.

En algunos casos ciertos puntos encontrados no daban suficiente información sobre la densidad máxima, por esto se realizaron más de 5 puntos, los cuales suelen ser suficientes para determinar la curva de compactación.

Para el suelo 1, la densidad seca máxima obtenida alcanzó $1,70\text{g/cm}^3$, con una humedad óptima de 16%. Cuando se aplicó la prueba Proctor Estándar con una energía de compactación mayor, la capacidad de este material mejoró con una humedad óptima menor. Así, la nueva densidad seca máxima de suelo 1 es de $1,88\text{g/cm}^3$ con una humedad óptima de 12%.

En el gráfico 9, curvas de compactación del suelo 1, se incluye la línea de saturación para un 100%. Esta nos permite aproximar la saturación del suelo en su densidad seca máxima. La saturación del suelo 1 en el punto máximo de la curva de compactación es de 75%, tanto para la compactación estándar como para la compactación modificada.

En el suelo 2 se presenta un valor de 2g/cm^3 en su densidad seca máxima para la compactación estándar, mientras que en la compactación modificada se tiene un valor de $2,1\text{g/cm}^3$, con una humedad óptima para ambos casos de 11% y 8% respectivamente. (Ver gráfico 10)

De igual manera para el suelo 3, la densidad máxima obtenida en la prueba modificada

aumenta, mientras que la humedad óptima disminuye en comparación a la prueba estándar.

Utilizando los valores γ_d que se encontraron para los tres suelos, se define una relación de vacíos, e , que luego deber ser controlada para realizar pruebas de compresión normal en especímenes de menor volumen con porcentajes de saturación diferentes.

La relación de vacíos obtenida para los suelos 1 y 3 es de 0,55, mientras que el suelo 2 presenta un valor de 0,35. Una relación de vacíos tan pequeña como la que muestra el suelo 2 se justifica por un valor alto de densidad seca, es decir, este suelo alcanzó una compactación mayor que las de los otros dos suelos.

Los valores obtenidos de densidad seca máxima en los tres suelos muestran los diferentes comportamientos de cada uno de estos. Por ejemplo, a pesar que el suelo 1 y el suelo 3 se clasificaron de igual manera, el suelo 3 presenta un índice de plasticidad mayor y el contenido óptimo de humedad es mayor.

Los gráficos 12 y 13 muestran el comportamiento del suelo 1 ante la prueba de resistencia a la compresión confinada, variando la cantidad de agua agregada 5 veces para obtener valores distintos de saturación.

Al comparar el esfuerzo máximo obtenido para cada saturación, en algunas ocasiones, se obtuvo que a mayor saturación menor el esfuerzo máximo, tal como se muestra en el gráfico 12. Sin embargo, para los otros suelos esto no se cumple del todo, en algunos casos el grado menor de saturación obtiene una resistencia al esfuerzo menor. Este comportamiento se debe a que al trabajar con un rango pequeño de saturaciones en cada uno de los suelos, además de que estos rangos no son los mismos para los tres suelos, se obtiene una tendencia diferente en cada uno de ellos. En el marco teórico se hace referencia a esta tendencia, la cual llega a tener puntos máximos en cierto grado de saturación, por lo que trabajar un rango de saturaciones muy cercanas se observando una pequeña ventana de estos picos que se dan por el aumento del esfuerzo efectivo.

La plasticidad del suelo 3 hace que cuando la muestra se somete a la prueba de esfuerzo, a pesar de tener un porcentaje alto de saturación, la resistencia alcance valores altos. Los valores altos de deformación de un espécimen del suelo 3 corrobora la plasticidad del suelo.

Por otro lado, el suelo 2 presenta un comportamiento muy diferente a los otros dos suelos. La consistencia de un espécimen del suelo 2 tiene una apariencia arenosa, con partículas distinguibles, a diferencia de los otros dos suelos.



Figura 19. Espécimen fallado. Suelo 1, $S_r=80\%$

En todas las muestras falladas a diferentes saturaciones del suelo 1, se daba una falla como la que se muestra en la figura 19, una línea en 45 grados.



Figura 20. Espécimen fallado. Suelo 2, $S_r=70\%$

En la figura anterior (figura 20) vemos la diferencia de la consistencia del suelo 2 con los suelos 1 y 3. Este tiene un comportamiento más parecido al de una arena y la falla se daba tal y como se muestra en la figura, una línea con ángulo poco pronunciado.



Figura 21. Espécimen fallado. Suelo 3, $S_r=53\%$

Las muestras elaboradas para el suelo 3 se hicieron con cantidades de agua similares a las del suelo 1, sin embargo los valores de saturación son menores en este.

El esfuerzo máximo obtenido para cada uno de los suelos afecta directamente la cohesión, al igual que lo hace el grado de saturación.

En el cuadro 38 se muestran los valores de cohesión obtenidos para una relación de vacíos escogida para cada suelo.

Sin embargo, como se mencionó anteriormente el valor del índice de plasticidad varía si utilizamos los valores esperados para un suelos arcilloso. Esto afecta directamente la Curva Característica Suelo-Agua. A continuación se muestra la curva utilizando los índices de plasticidad mencionados anteriormente para el suelo 1($IP=30$) y el suelo 3($IP=37$).

CUADRO 18. VALORES DE COHESIÓN APARENTE NO DRENADA PARA DIFERENTES GRADOS DE SATURACIÓN DE LOS TRES SUELOS CON UNA RELACIÓN DE VACÍOS ESPECÍFICA.					
Suelo 1 ($IP=14$)		Suelo 2 (NP)		Suelo 3 ($IP=18$)	
e=0,70		e=0,53		e=0,87	
Sat (%)	c (kPa)	Sat (%)	c (kPa)	Sat (%)	c (kPa)
56	75	76	35	57	105
60	65	70	31,5	53	125
74	49	62	27,5	45	120
80	25	28	17,5	44	92,5
84	15	15	13,5	33	97,5

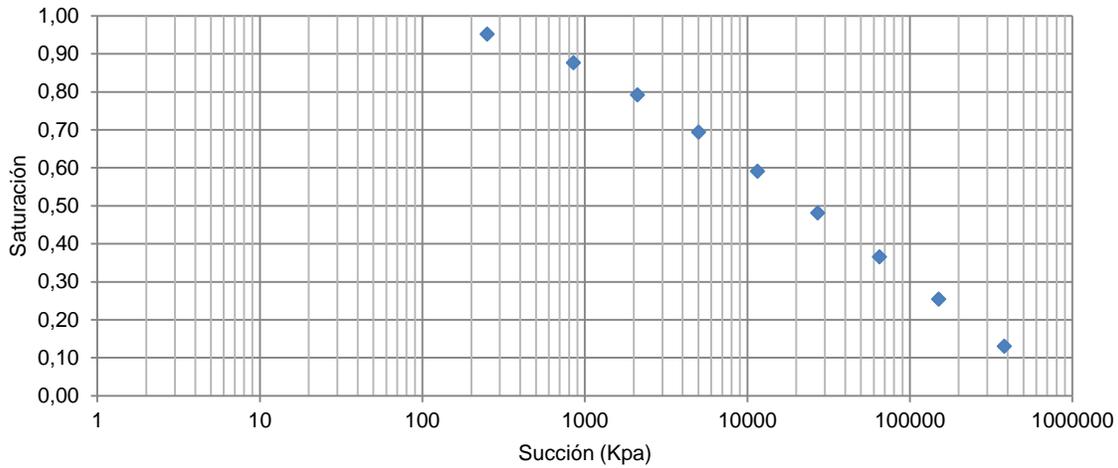
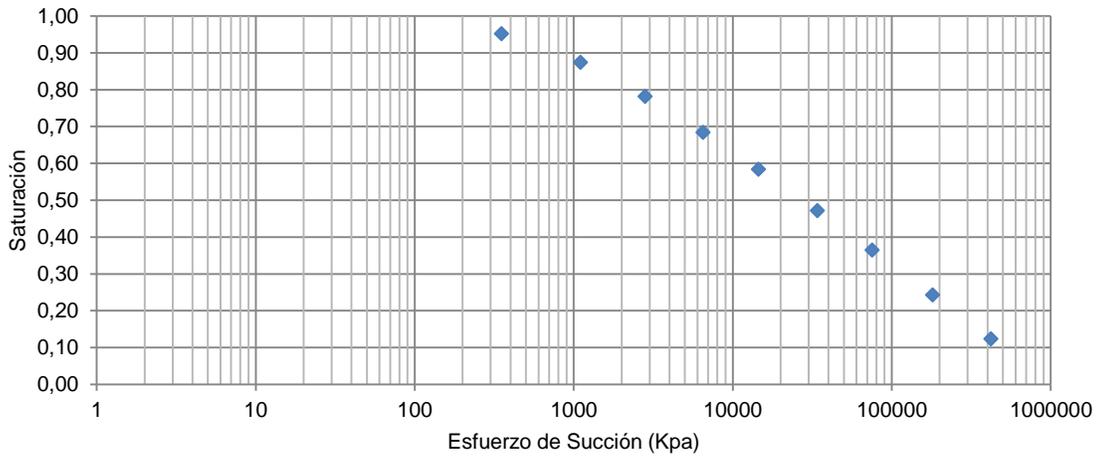


Gráfico 42. Curva Característica Suelo-Agua con índice de plasticidad corregido, Suelo 1.



Gráfica 43. Curva Característica Suelo-Agua con índice de plasticidad corregido, Suelo 3.

Si la resistencia a la compresión simple aumenta según el grado de saturación también lo hace la cohesión. Sin embargo, esto está sujeto al rango que exista entre los porcentajes de saturación y de qué tanto se ha controlado la relación de vacíos para la muestras de un mismo suelo. Si durante la elaboración del espécimen ocurren errores, como una saturación no uniforme de la muestra, que afecten la cantidad de agua o la compactación del espécimen la relación de vacíos puede llegar a cambiar, por lo tanto los valores no pueden ser comparados.

La relación cohesión vs saturación se muestra en los gráficos 18, 20 y 22 del apartado de resultados. Los picos que muestran estos gráficos es la variación que existe en los valores de cohesión de un suelo según su grado de saturación.

Las curvas de cohesión vs saturación son una proyección del comportamiento de las partículas del suelo ante la presencia de agua.

Estas fuerzas internas en conjunto forman el esfuerzo de succión, este esfuerzo se puede estimar conociendo la succión del suelo. Para esto se tienen los gráficos 24, 26 y 28 (Curva Característica Suelo-Agua. Apartado de Resultados).

En los gráficos 24 y 28, se observa la capacidad de succión de los suelos 1 y 3, respectivamente, pueden alcanzar valores mayores a los 200000kPa, sin embargo el suelo 2 no alcanza los 10kPa.

El comportamiento casi idéntico al de una arena que presenta el suelo 2 hace que la capacidad de succión sea tan baja en comparación con la de los otros suelos, esto debido a su granulometría y baja plasticidad.

Es común que para una arena las fuerza físico-químicas no existan por lo que el esfuerzo de succión está compuesto únicamente por la presión de poro de agua negativa y la tensión superficial. (Baltodano Goulding, 2006)

El esfuerzo de succión se determina por medio de los cambios que se presentan en la succión del suelo, es decir, de manera gráfica el esfuerzo de succión puede encontrarse conociendo la cohesión aparente de un suelo.

El efecto que produce el esfuerzo de succión de un suelo en la cohesión se interpreta conociendo la ecuación de resistencia al corte y el esfuerzo efectivo en suelos no saturados.

$$\tau = \bar{c} + \bar{\sigma}_n \tan \phi \quad \text{Ecuación (38)}$$

$$\bar{\sigma}_n = \sigma_t - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad \text{Ecuación (39)}$$

Si se expresa la resistencia al cortante en términos de la succión.

$$\tau = \bar{c} + [\sigma_t - u_a + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi \quad \text{Ecuación (40)}$$

Según la expresión anterior, cuando aumenta el esfuerzo de succión se da un aumento en el esfuerzo efectivo y en la resistencia al cortante.

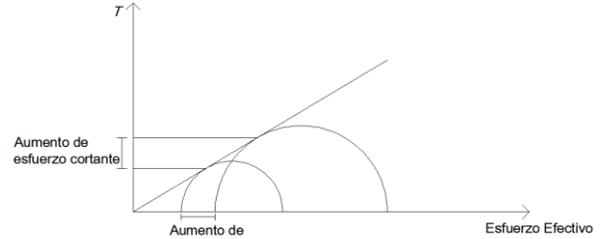


Figura 22. Aumento del esfuerzo efectivo por efecto del esfuerzo de succión.

El aumento de esfuerzo efectivo se ve reflejado en el aumento de resistencia cortante, como efecto esfuerzo de succión en la resistencia cortante no drenada, esto afecta la capacidad soportante de cimentaciones superficiales, lo cual a corto plazo puede llegar a un estado crítico.

Este aumento en el esfuerzo efectivo también puede expresarse en términos del esfuerzo en el nivel macroscópico.

$$\sigma_c = \sigma_t - u_a + \sigma'_s + \sigma_{co} \quad \text{Ecuación (41)}$$

Cuando el esfuerzo de succión (σ'_s) aumenta, de igual manera lo hace el esfuerzo efectivo (σ_c). En este caso, las fuerzas físico-químicas no se consideran ya que se mantienen por lo que el efecto sobre el esfuerzo no produce variaciones.

Con el aumento del esfuerzo efectivo se incrementa la cohesión del suelo.

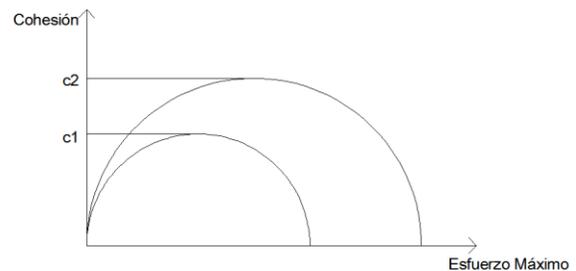


Figura 23. Aumento de la cohesión debido al aumento del esfuerzo.

En los gráficos 18,19, 20, 21, 22 y 23 se muestra la relación entre la cohesión aparente y el grado de saturación del suelo. El comportamiento de estos gráficos tiende a lo que se conoce como un doble pico. En algunos casos, gráfico 19 este comportamiento puede observarse claramente sin embargo, en el caso del gráfico 20 este comportamiento no es muy claro.

El doble pico tiene una relación directa con la Curva Característica Suelo-Agua del suelo, ya que la saturación en la que se dan los cambios en la curva antes mencionada, es la saturación a la que se da el aumento brusco de cohesión aparente debido a incrementos en el esfuerzo efectivo por las fuerzas interpartícula en los régimen pendular y capilar.

Con las variaciones en los valores de cohesión obtenidas se buscó ver el efecto sobre el diseño de una cimentación superficial. Para ver este efecto es necesario conocer la capacidad soportante de la cimentación.

La ecuación de capacidad de carga de Terzaghi corregida para una cimentación cuadrada fue la que se usó para el diseño

Esta ecuación presenta una serie de factores a considerar, sin embargo, por ser una condición no drenada ($\phi=0$) se trabajó únicamente con el factor afectado por la cohesión: cN_c . El factor N_c tiene un valor de 5,74 (Janbu).

Se asumió una carga admisible de 140kN y un factor de seguridad de 3 para determinar un ancho de cimentación para los diferentes valores de cohesión.

En alguno de los casos, por la carga admisible propuesta y por un valor muy bajo de cohesión, las dimensiones de la cimentación son tan altas que llegan a requerirse losas y no una cimentación superficial.

El efecto de la cohesión en las dimensiones de la cimentación puede ser evaluado desde un punto de vista de costos. Mientras más aumenten las dimensiones de cimentación mayor será su costo.

Entonces se puede decir que el aumento en el valor de la cohesión no drenada producida por esfuerzo de succión de las partículas afecta la capacidad soportante de las cimentaciones superficiales y este efecto se ve en las dimensiones que debe tener la placa.

Se propone una altura para la cimentación de 0,35m, ya que según el apartado 15.7 del ACI, para una zapata la altura mínima es de 0,30m.

CUADRO 19. ANCHO DE UNA CIMENTACIÓN (M) PARA DIFERENTES VALORES DE COHESIÓN.

Suelo 1		Suelo 2		Suelo 3	
e=0,7		e=0,53		e=0,87	
c(kPa)	Ancho Cimentación (m)	c(kPa)	Ancho Cimentación (m)	c(kPa)	Ancho Cimentación (m)
75	0,87	35	1,27	125	0,67
65	0,93	31,5	1,34	120	0,69
49	1,07	27,5	1,43	105	0,73
25	1,50	17,5	1,79	97,5	0,76
15	1,95	13,5	2,04	92,5	0,78

Cuanto menor es la cohesión mayor es el área que debe tener la cimentación para la carga admisible propuesta.

En el cuadro 19 se resumen algunos de los valores de ancho de cimentación diseñada con los valores de cohesión que aparecen a la par.

El incremento del ancho de la cimentación para cada suelo también se muestra en los gráficos 28, 29, 31, 32, 34 y 35. Las dimensiones de la placa muestran un comportamiento ascendente conforme disminuye la cohesión.

En el caso de que se dé un incremento porcentual en el valor de la cohesión aparente el tamaño de la cimentación se ve reducido. Esto es posible observarlo en los diferentes valores de cohesión que se obtuvieron para los tres suelos.

El efecto de la cohesión en el costo de cimentaciones se muestra en una serie de gráficos como el que se muestra a continuación:

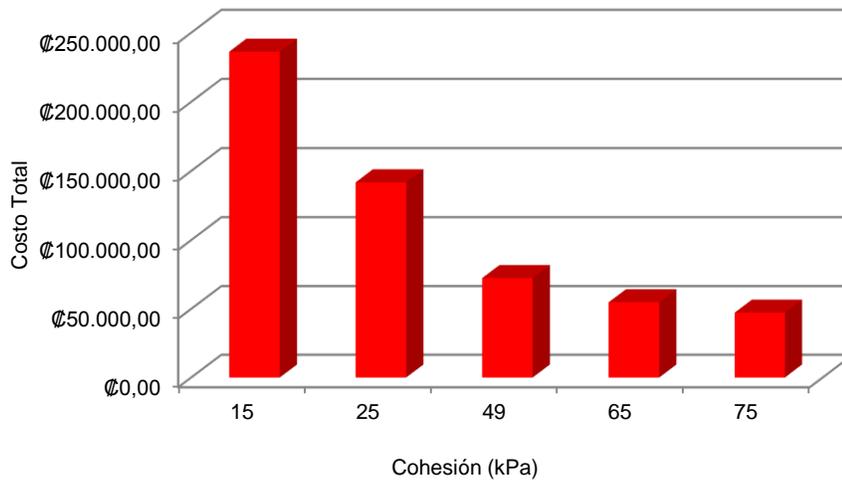


Gráfico 44. Efecto de la cohesión en el costo de las cimentaciones propuestas para el Suelo 1.

Este costo estimado considera el costo del concreto premezclado (210 f'c), acero de refuerzo, mano de obra y formaleta, aunque esta última podría despreciarse.

En un cálculo muy básico es sencillo determinar el costo de una cimentación conociendo las dimensiones de esta.

El efecto que produce cambios en los valores de cohesión también se puede apreciarse en términos del costo de la cimentación. La disminución en los valores de cohesión aparente producen altos costos en la construcción de una cimentación superficial, y de manera inversa, un aumento en la cohesión aparente del suelo reduce el costos de la cimentación.

Por otro lado, los gráficos que muestran el costo total de las cimentaciones comprueban que las variaciones en la saturación de un suelo en su estado natural afectan el sector constructivo en un elemento tan básico como lo son las cimentaciones.

Conclusiones y Recomendaciones

- Las variaciones en el grado de saturación de un suelo afectan directamente el esfuerzo de succión de sus partículas, por lo tanto también se produce una variación en las presiones efectivas.
- La Curva Característica Suelo-Agua muestra que en suelos con comportamientos similares a los de una arena los esfuerzos de succión son menores que en los suelos con presencia de arcilla.
- La cohesión aparente obtenida de diferentes porcentajes de saturación afecta notablemente la capacidad soportante de cimentaciones superficiales.
- Los valores bajos de cohesión aumentan las dimensiones de las cimentaciones provocando un mayor costo de la cimentación.
- Los valores altos de cohesión hace que las dimensiones de las cimentaciones sea pequeñas por lo tanto un menor costo de estas.
- Como parte de los valores de saturación que se vayan a trabajar en una investigación como esta, se recomienda incluir una saturación del 100% para analizar el comportamiento del suelo en el estado crítico y compararlo con otras saturaciones.
- Para ampliar esta investigación se recomienda analizar los suelos en otras saturaciones para obtener mayor información sobre la relación cohesión vs saturación.
- El estudio del efecto de los diferentes grados de saturación en la cohesión de un suelo puede ampliarse con otras aplicaciones diferentes a las cimentaciones superficiales, tales como muros de retención o taludes.

Apéndices

Apéndice 1. Resultados de Laboratorio Prueba de Granulometría.

CUADRO 1A. PORCENTAJE PASANDO PARA LA PRUEBA GRANULOMÉTRICA DEL SUELO 1.			
Malla N°	Tamaño de Partícula (mm)	% Retenido Acumulado	% Pasando
4	4,75	0	100
10	2,00	18,5	81,5
20	0,85	19,4	62,2
40	0,43	19,8	42,4
100	0,15	19,9	22,5
200	0,08	0,0	22,5

CUADRO 2A. PORCENTAJE PASANDO PARA LA PRUEBA GRANULOMÉTRICA DEL SUELO 2.			
Malla N°	Tamaño de Partícula (mm)	% Retenido Acumulado	% Pasando
4	4,75	0	100
10	2,00	31,2	68,8
20	0,85	51,6	48,4
40	0,43	61,5	38,5
100	0,15	70,0	30,0
200	0,08	70,0	30,0

CUADRO 3A. PORCENTAJE PASANDO PARA LA PRUEBA GRANULOMÉTRICA DEL SUELO 3.

Malla N°	Tamaño de Partícula (mm)	% Retenido Acumulado	% Pasando
4	4,75	0	100
10	2,00	0,6	99,4
20	0,85	1,5	98,5
40	0,43	4,2	95,8
100	0,15	15,3	84,7
200	0,08	15,3	84,7

Apéndice 2. Resultados de Laboratorio Prueba Límites de Atterberg.

CUADRO 2A. PORCENTAJE DE HUMEDAD Y NÚMERO DE GOLPES OBTENIDOS EN EL ENSAYO DEL LÍMITE LÍQUIDO PARA EL SUELO 1.							
Bandeja N°	W Muestra Húmeda + Bandeja (g)	W Muestra seca + Bandeja (g)	W Bandeja (g)	W Muestra seca (g)	W Muestra Húmeda (g)	% Humedad	N° Golpes
7	15,43	12,893	6,84	6,053	8,59	41,91	16
31	17,639	14,479	6,741	7,738	10,898	40,84	21
21	15,705	13,162	6,741	6,421	8,964	39,60	30
35	18,466	15,283	6,664	8,619	11,802	36,93	38

W: Peso

Nota: el formato para la toma de datos del ensayo de Límites de Consistencia dado en el Laboratorio de Suelos de la Escuela de Ingeniería en Construcción se muestra en el anexo 1.

CUADRO 2B. PORCENTAJES DE HUMEDAD OBTENIDOS EN EL ENSAYO DEL LÍMITE PLÁSTICO PARA EL SUELO 1.						
Bandeja N°	W Muestra Húmeda + Bandeja (g)	W Muestra seca + Bandeja (g)	W Bandeja (g)	W Muestra seca (g)	W Muestra Húmeda (g)	% Humedad
42	12,102	10,987	6,724	4,263	5,378	26,16
20	12,193	11,102	6,743	4,359	5,45	25,03
69	12,778	11,615	6,959	4,656	5,819	24,98

CUADRO 2C. PORCENTAJE DE HUMEDAD Y NÚMERO DE GOLPES OBTENIDOS EN EL ENSAYO DEL LÍMITE LÍQUIDO PARA EL SUELO 2.

Bandeja N°	W Muestra Húmeda + Bandeja (g)	W Muestra seca + Bandeja (g)	W Bandeja (g)	W Muestra seca (g)	W Muestra Húmeda (g)	% Humedad	N° Golpes
3	21,797	18,492	6,96	11,532	14,837	28,66	16
48	20,642	17,681	6,799	10,882	13,843	27,21	24
87	18,287	15,841	6,17	9,671	12,117	25,29	29
70	20,24	17,724	7,031	10,693	13,209	23,53	38

CUADRO 2D. PORCENTAJES DE HUMEDAD OBTENIDOS EN EL ENSAYO DEL LÍMITE PLÁSTICO PARA EL SUELO 2.

Bandeja N°	W Muestra Húmeda + Bandeja (g)	W Muestra seca + Bandeja (g)	W Bandeja (g)	W Muestra seca (g)	W Muestra Húmeda (g)	% Humedad
55	12,031	10,97	6,712	4,258	5,319	NP
5	12,667	11,375	6,715	4,66	5,952	NP
59	12,17	11,013	6,732	4,281	5,438	NP

CUADRO 2E. PORCENTAJE DE HUMEDAD Y NÚMERO DE GOLPES OBTENIDOS EN EL ENSAYO DEL LÍMITE LÍQUIDO PARA EL SUELO 3.

Bandeja N°	W Muestra Húmeda + Bandeja (g)	W Muestra seca + Bandeja (g)	W Bandeja (g)	W Muestra seca (g)	W Muestra Húmeda (g)	% Humedad	N° Golpes
62	14,975	12,218	6,636	5,582	8,339	49,39	16
17	15,841	12,906	6,741	6,165	9,1	47,61	21
54	15,316	12,66	7,012	5,648	8,304	47,03	30
13	14,552	12,206	6,767	5,439	7,785	43,13	38

CUADRO 2F. PORCENTAJES DE HUMEDAD OBTENIDOS EN EL ENSAYO DEL LÍMITE PLÁSTICO PARA EL SUELO 3.

Bandeja N°	W Muestra Húmeda + Bandeja (g)	W Muestra seca + Bandeja (g)	W Bandeja (g)	W Muestra seca (g)	W Muestra Húmeda (g)	% Humedad
80	12,453	10,979	5,903	5,076	6,55	29,04
77	12,516	11,088	5,981	5,107	6,535	27,96
91	12,62	11,124	5,869	5,255	6,751	28,47

Apéndice 3. Resultados de Laboratorio

Prueba de Compactación Estándar y Modificada.

Peso Inicial de la Muestra= 3500g

CUADRO 3A. DATOS DE DENSIDAD SECA MÁXIMA, γ_d, (g/cm³), OBTENIDOS PARA DIFERENTES GRADOS DE HUMEDAD EN EL SUELO 1 UTILIZANDO EL ENSAYO PROCTOR ESTÁNDAR.		
Punto	Contenido de Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)
1	12,5	1,64
2	14,0	1,68
3	15,7	1,73
4	19,2	1,64

CUADRO 3B. DATOS DE DENSIDAD SECA MÁXIMA, γ_d, (g/cm³), OBTENIDOS PARA DIFERENTES GRADOS DE HUMEDAD EN EL SUELO 1 UTILIZANDO EL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO.		
Punto	Contenido de Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)
1	16,1	1,77
2	17,5	1,70
3	17,8	1,68
4	14,3	1,84
5	13,5	1,86
6	10,8	1,86

CUADRO 3C. DATOS DE DENSIDAD SECA MÁXIMA, γ_d, (g/cm³), OBTENIDOS PARA DIFERENTES GRADOS DE HUMEDAD EN EL SUELO 2 UTILIZANDO EL ENSAYO PROCTOR ESTÁNDAR.		
Punto	Contenido de Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm ³)
1	8,9	1,86
2	9,8	1,96
4	11,6	1,99
5	13,8	1,64

CUADRO 3D. DATOS DE DENSIDAD SECA MÁXIMA, γ_d , (g/cm³), OBTENIDOS PARA DIFERENTES GRADOS DE HUMEDAD EN EL SUELO 2 UTILIZANDO EL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO.

Punto	Contenido de Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm3)
1	8,4	2,10
2	10,3	2,04
3	12,7	1,93
4	7,4	2,09
5	6,2	2,03

CUADRO 3E. DATOS DE DENSIDAD SECA MÁXIMA, γ_d , (g/cm³), OBTENIDOS PARA DIFERENTES GRADOS DE HUMEDAD EN EL SUELO 3 UTILIZANDO EL ENSAYO PROCTOR ESTÁNDAR.

Punto	Contenido de Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm3)
1	21,5	1,56
2	23,9	1,51
3	25,1	1,42
4	19,6	1,54
5	17,2	1,51

CUADRO 3F. DATOS DE DENSIDAD SECA MÁXIMA, γ_d , (g/cm³), OBTENIDOS PARA DIFERENTES GRADOS DE HUMEDAD EN EL SUELO 3 UTILIZANDO EL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO.

Punto	Contenido de Humedad (%)	Densidad Seca (g/cm3)
1	34,5	1,44
2	22,3	1,54
3	24,5	1,49
4	18,2	1,69
5	16,2	1,73
6	13,0	1,72

Apéndice 4. Resultados de Laboratorio Prueba de Compresión Inconfinada.

Nota: el formato para la toma de datos para el ensayo de Compresión Inconfinada dado en el Laboratorio de Suelos de la Escuela de Ingeniería en Construcción se muestra en el anexo 2.

CUADRO 4A. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 1 CON $e=0,7$ y $S_r=56\%$						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Verical (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo (1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,357	9,00	35,80	878,85	40,73
20	0,508	0,713	17,00	67,61	882,01	76,66
30	0,762	1,070	26,00	103,41	885,19	116,82
40	1,016	1,427	30,50	121,31	888,39	136,55
50	1,270	1,783	32,50	129,26	891,62	144,98
60	1,524	2,140	33,50	133,24	894,87	148,89
70	1,778	2,497	30,00	119,32	898,14	132,85
80	2,032	2,854	28,50	113,35	901,44	125,75
90	2,286	3,210	25,00	99,43	904,76	109,90
100	2,540	3,567	21,50	85,51	908,11	94,17

CUADRO 4B. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 1 CON $e=0,7$ y $S_r=60\%$

Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo (1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,359	1,50	5,97	874,49	6,82
20	0,508	0,719	3,00	11,93	877,66	13,60
30	0,762	1,078	5,50	21,88	880,85	24,83
40	1,016	1,438	7,50	29,83	884,06	33,74
50	1,270	1,797	9,50	37,78	887,30	42,58
60	1,524	2,157	11,00	43,75	890,56	49,13
70	1,778	2,516	13,50	53,69	893,84	60,07
80	2,032	2,875	16,00	63,64	897,15	70,93
90	2,286	3,235	18,00	71,59	900,48	79,50
100	2,540	3,594	20,00	79,55	903,84	88,01
120	3,048	4,313	24,50	97,44	910,63	107,01
140	3,556	5,032	27,50	109,38	917,52	119,21
160	4,064	5,751	29,50	117,33	924,52	126,91
180	4,572	6,470	30,50	121,31	931,62	130,21
200	5,080	7,189	28,00	111,36	938,84	118,62
220	5,588	7,908	22,00	87,50	946,17	92,48
240	6,096	8,626	13,00	51,70	953,61	54,22
260	6,604	9,345	6	23,86	961,17	24,83

CUADRO 4C. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 1 CON $e=0,7$ y $Sr=74\%$

Def Ver (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo (1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,357	1,50	5,97	867,48	6,88
20	0,508	0,713	2,50	9,94	870,60	11,42
30	0,762	1,070	3,00	11,93	873,74	13,66
40	1,016	1,427	4,00	15,91	876,90	18,14
50	1,270	1,783	5,00	19,89	880,08	22,60
60	1,524	2,140	6,00	23,86	883,29	27,02
70	1,778	2,497	7,00	27,84	886,52	31,40
80	2,032	2,853	8,00	31,82	889,78	35,76
90	2,286	3,210	9,00	35,80	893,06	40,08
100	2,540	3,567	9,50	37,78	896,36	42,15
120	3,048	4,280	12,00	47,73	903,04	52,85
140	3,556	4,993	14,00	55,68	909,82	61,20
160	4,064	5,707	16,50	65,63	916,70	71,59
180	4,572	6,420	18,00	71,59	923,69	77,51
200	5,080	7,133	20,00	79,55	930,78	85,46
220	5,588	7,846	22,00	87,50	937,99	93,29
240	6,096	8,560	23,00	91,48	945,31	96,77
260	6,604	9,273	23,00	91,48	952,74	96,02
280	7,112	9,986	23,50	93,47	960,29	97,33
300	7,620	10,700	24,00	95,46	967,96	98,61
320	8,128	11,413	22,00	87,50	975,75	89,67
340	8,636	12,126	19,50	77,56	983,67	78,84
360	9,144	12,840	15,00	59,66	991,72	60,16

CUADRO 4D. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 1 CON $e=0,7$ y $S_r=80\%$

Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo (1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,359	1,00	3,98	781,72	5,09
20	0,508	0,717	1,50	5,97	784,54	7,60
30	0,762	1,076	2,00	7,95	787,39	10,10
40	1,016	1,435	2,50	9,94	790,25	12,58
50	1,270	1,793	3,00	11,93	793,14	15,04
60	1,524	2,152	3,00	11,93	796,05	14,99
70	1,778	2,511	4,00	15,91	798,98	19,91
80	2,032	2,869	4,00	15,91	801,93	19,84
90	2,286	3,228	5,00	19,89	804,90	24,71
100	2,540	3,587	5,00	19,89	807,89	24,62
120	3,048	4,304	6,00	23,86	813,95	29,32
140	3,556	5,021	7,00	27,84	820,10	33,95
160	4,064	5,739	8,00	31,82	826,34	38,51
180	4,572	6,456	9,00	35,80	832,67	42,99
200	5,080	7,173	10,00	39,77	839,11	47,40
220	5,588	7,891	10,50	41,76	845,64	49,38
240	6,096	8,608	11,00	43,75	852,28	51,33
260	6,604	9,325	12,00	47,73	859,02	55,56
280	7,112	10,043	12,00	47,73	865,87	55,12
300	7,620	10,760	12,00	47,73	872,83	54,68
320	8,128	11,478	12,00	47,73	879,91	54,24
340	8,636	12,195	12,00	47,73	887,10	53,80
360	9,144	12,912	11,00	43,75	894,40	48,92
380	9,652	13,630	10,00	39,77	901,83	44,10
400	10,160	14,347	9,00	35,80	909,38	39,36

CUADRO 4E. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 1 CON $e=0,7$ y $Sr=84\%$

Def Vert (ΔL)(1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E- 4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,360	1,00	3,98	765,27	5,20
20	0,508	0,719	1,50	5,97	768,04	7,77
30	0,762	1,079	2,00	7,95	770,83	10,32
40	1,016	1,438	2,00	7,95	773,64	10,28
50	1,270	1,798	2,50	9,94	776,48	12,81
60	1,524	2,157	3,00	11,93	779,33	15,31
70	1,778	2,517	3,50	13,92	782,20	17,80
80	2,032	2,876	3,50	13,92	785,10	17,73
90	2,286	3,236	4,00	15,91	788,02	20,19
100	2,540	3,595	4,00	15,91	790,95	20,11
120	3,048	4,314	4,50	17,90	796,90	22,46
140	3,556	5,033	5,00	19,89	802,93	24,77
160	4,064	5,752	5,50	21,88	809,06	27,04
180	4,572	6,471	6,00	23,86	815,28	29,27
200	5,080	7,190	6,50	25,85	821,59	31,47
220	5,588	7,909	7,00	27,84	828,01	33,62
240	6,096	8,628	7,00	27,84	834,53	33,36
260	6,604	9,347	7,00	27,84	841,14	33,10
280	7,112	10,067	7,50	29,83	847,87	35,18
300	7,620	10,786	7,50	29,83	854,70	34,90
320	8,128	11,505	7,00	27,84	861,65	32,31
340	8,636	12,224	7,00	27,84	868,71	32,05
360	9,144	12,943	6,50	25,85	875,88	29,52
380	9,652	13,662	6,50	25,85	883,18	29,27
400	10,160	14,381	6,00	23,86	890,59	26,80

CUADRO 4F. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 1 CON e=0,8 y Sr=33%						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo (1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,357	6,50	25,85	873,60	29,59
20	0,508	0,714	11,00	43,75	876,74	49,90
30	0,762	1,071	12,50	49,72	879,90	56,50
40	1,016	1,428	12,50	49,72	883,09	56,30
50	1,270	1,785	13,00	51,70	886,29	58,34
60	1,524	2,141	11,00	43,75	889,53	49,18
70	1,778	2,498	6,00	23,86	892,78	26,73
80	2,032	2,855	3,00	11,93	896,06	13,32

CUADRO 4G. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 1 CON e=0,8 y Sr=61%						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert(ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,355	3,50	13,92	879,71	15,82
20	0,508	0,709	12,00	47,73	882,85	54,06
30	0,762	1,064	25,00	99,43	886,01	112,22
40	1,016	1,418	39,50	157,10	889,20	176,68
50	1,270	1,773	51,00	202,84	892,41	227,30
60	1,524	2,127	46,00	182,96	895,64	204,27
70	1,778	2,482	35,50	141,19	898,89	157,08
80	2,032	2,836	28,50	113,35	902,17	125,64

CUADRO 4H. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 1 CON e=0,8 y Sr=66%

Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo (1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,357	1,50	5,97	873,60	6,83
20	0,508	0,714	2,00	7,95	876,74	9,07
30	0,762	1,071	3,50	13,92	879,90	15,82
40	1,016	1,428	3,50	13,92	883,09	15,76
50	1,270	1,785	4,50	17,90	886,29	20,19
60	1,524	2,141	5,50	21,88	889,53	24,59
70	1,778	2,498	6,00	23,86	892,78	26,73
80	2,032	2,855	7,00	27,84	896,06	31,07
90	2,286	3,212	8,00	31,82	899,37	35,38
100	2,540	3,569	8,50	33,81	902,70	37,45
120	3,048	4,283	10,50	41,76	909,43	45,92
140	3,556	4,997	11,50	45,74	916,26	49,92
160	4,064	5,711	13,00	51,70	923,20	56,01
180	4,572	6,424	14,50	57,67	930,24	62,00
200	5,080	7,138	16,00	63,64	937,39	67,89
220	5,588	7,852	16,50	65,63	944,65	69,47
240	6,096	8,566	18,00	71,59	952,03	75,20
260	6,604	9,280	18,00	71,59	959,52	74,61
280	7,112	9,993	16,00	63,64	967,13	65,80
300	7,620	10,707	14,50	57,67	974,86	59,16
320	8,128	11,421	13,00	51,70	982,72	52,61

CUADRO 4I. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 1 CON e=0,8 y Sr=73%

Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,353	5,00	19,89	870,94	22,83
20	0,508	0,705	9,00	35,80	874,03	40,95
30	0,762	1,058	17,50	69,60	877,14	79,35
40	1,016	1,410	25,50	101,42	880,28	115,21
50	1,270	1,763	31,50	125,28	883,44	141,82
60	1,524	2,115	36,00	143,18	886,62	161,49
70	1,778	2,468	37,00	147,16	889,83	165,38
80	2,032	2,820	35,50	141,19	893,05	158,10
90	2,286	3,173	32,00	127,27	896,30	142,00
100	2,540	3,525	29,00	115,34	899,58	128,22

CUADRO 4J. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 1 CON $e=0,8$ y $Sr=80\%$

Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,360	1,50	5,97	874,50	6,82
20	0,508	0,721	2,50	9,94	877,67	11,33
30	0,762	1,081	3,00	11,93	880,87	13,55
40	1,016	1,441	4,00	15,91	884,09	17,99
50	1,270	1,801	5,00	19,89	887,33	22,41
60	1,524	2,162	5,50	21,88	890,60	24,56
70	1,778	2,522	6,50	25,85	893,89	28,92
80	2,032	2,882	7,50	29,83	897,21	33,25
90	2,286	3,243	8,00	31,82	900,55	35,33
100	2,540	3,603	9,00	35,80	903,92	39,60
120	3,048	4,323	11,00	43,75	910,72	48,04
140	3,556	5,044	13,00	51,70	917,64	56,35
160	4,064	5,765	15,00	59,66	924,65	64,52
180	4,572	6,485	17,00	67,61	931,78	72,56
200	5,080	7,206	17,00	67,61	939,01	72,01
220	5,588	7,926	20,00	79,55	946,36	84,05
240	6,096	8,647	20,50	81,53	953,83	85,48
260	6,604	9,367	21,50	85,51	961,41	88,94
280	7,112	10,088	21,50	85,51	969,11	88,24
300	7,620	10,809	21,50	85,51	976,94	87,53
320	8,128	11,529	20,00	79,55	984,90	80,77
340	8,636	12,250	19,00	75,57	992,99	76,10
360	9,144	12,970	17,00	67,61	1001,21	67,53

CUADRO 4K. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 2 CON e=0,53 y Sr=15%

Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Uni (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,359	3,00	11,93	872,74	13,67
20	0,508	0,719	4,50	17,90	875,90	20,43
30	0,762	1,078	5,50	21,88	879,08	24,88
40	1,016	1,437	6,00	23,86	882,29	27,05
50	1,270	1,796	5,50	21,88	885,51	24,70
60	1,524	2,156	4,00	15,91	888,77	17,90
70	1,778	2,515	2,50	9,94	892,04	11,15

CUADRO 4L. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 2 CON e=0,53 y Sr=28%

Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,359	3,50	13,92	872,74	15,95
20	0,508	0,719	5,50	21,88	875,90	24,97
30	0,762	1,078	6,50	25,85	879,08	29,41
40	1,016	1,437	7,50	29,83	882,29	33,81
50	1,270	1,796	7,50	29,83	885,51	33,69
60	1,524	2,156	6,50	25,85	888,77	29,09
70	1,778	2,515	6,00	23,86	892,04	26,75
80	2,032	2,874	5,00	19,89	895,34	22,21

CUADRO 4M. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 2 CON e=0,53 y Sr=62%

Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,353	3,00	11,93	857,90	13,91
20	0,508	0,707	6,00	23,86	860,95	27,72
30	0,762	1,060	9,00	35,80	864,03	41,43
40	1,016	1,414	10,50	41,76	867,12	48,16
50	1,270	1,767	12,00	47,73	870,24	54,84
60	1,524	2,121	12,00	47,73	873,39	54,65
70	1,778	2,474	10,50	41,76	876,55	47,64
80	2,032	2,827	9,00	35,80	879,74	40,69
90	2,286	3,181	8,00	31,82	882,95	36,04

CUADRO 4N. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 2 CON e=0,53 y Sr=70%

Def Vert(ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,360	1,50	5,97	869,25	6,86
20	0,508	0,719	3,50	13,92	872,40	15,96
30	0,762	1,079	5,50	21,88	875,57	24,98
40	1,016	1,438	8,00	31,82	878,77	36,21
50	1,270	1,798	10,00	39,77	881,99	45,09
60	1,524	2,158	11,00	43,75	885,23	49,42
70	1,778	2,517	13,50	53,69	888,49	60,43
80	2,032	2,877	14,00	55,68	891,78	62,44
90	2,286	3,236	14,00	55,68	895,10	62,21
100	2,540	3,596	13,00	51,70	898,44	57,55
120	3,048	4,315	9,00	35,80	905,19	39,55
140	3,556	5,034	5,50	21,88	912,04	23,98

CUADRO 4O. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 2 CON e=0,53 y Sr=76%

Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,359	2,00	7,95	829,59	9,59
20	0,508	0,719	4,00	15,91	832,59	19,11
30	0,762	1,078	5,50	21,88	835,61	26,18
40	1,016	1,437	7,00	27,84	838,66	33,20
50	1,270	1,796	8,50	33,81	841,73	40,16
60	1,524	2,156	10,00	39,77	844,82	47,08
70	1,778	2,515	12,00	47,73	847,93	56,29
80	2,032	2,874	13,50	53,69	851,07	63,09
90	2,286	3,233	14,50	57,67	854,23	67,51
100	2,540	3,593	15,00	59,66	857,41	69,58
120	3,048	4,311	15,00	59,66	863,85	69,06
140	3,556	5,030	13,00	51,70	870,38	59,40
160	4,064	5,748	10,50	41,76	877,02	47,62
180	4,572	6,467	7,50	29,83	883,76	33,75

CUADRO 4P. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 2 CON e=0,51 y Sr=49%						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,360	7,00	27,84	870,13	32,00
20	0,508	0,720	12,00	47,73	873,29	54,65
30	0,762	1,080	15,00	59,66	876,47	68,07
40	1,016	1,440	17,50	69,60	879,67	79,12
50	1,270	1,801	18,50	73,58	882,89	83,34
60	1,524	2,161	19,00	75,57	886,14	85,28
70	1,778	2,521	17,50	69,60	889,42	78,26
80	2,032	2,881	16,50	65,63	892,72	73,51
90	2,286	3,241	14,00	55,68	896,04	62,14

CUADRO 4Q. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 2 CON e=0,51 y Sr=59%						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,360	2,50	9,94	859,69	11,57
20	0,508	0,720	4,50	17,90	862,80	20,74
30	0,762	1,079	7,50	29,83	865,94	34,45
40	1,016	1,439	10,00	39,77	869,10	45,76
50	1,270	1,799	12,50	49,72	872,28	57,00
60	1,524	2,159	15,00	59,66	875,49	68,14
70	1,778	2,518	18,00	71,59	878,72	81,47
80	2,032	2,878	19,50	77,56	881,98	87,94
90	2,286	3,238	21,00	83,52	885,26	94,35
100	2,540	3,598	20,50	81,53	888,56	91,76
120	3,048	4,317	18,50	73,58	895,24	82,19
140	3,556	5,037	15,50	61,65	902,03	68,34

CUADRO 4R. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 2 CON $e=0,51$ y $Sr=60\%$

Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,364	1,00	3,98	866,68	4,59
20	0,508	0,728	2,00	7,95	869,85	9,14
30	0,762	1,092	3,00	11,93	873,05	13,67
40	1,016	1,456	3,50	13,92	876,28	15,89
50	1,270	1,819	4,50	17,90	879,52	20,35
60	1,524	2,183	5,50	21,88	882,80	24,78
70	1,778	2,547	6,50	25,85	886,09	29,18
80	2,032	2,911	8,00	31,82	889,41	35,77
90	2,286	3,275	9,00	35,80	892,76	40,10
100	2,540	3,639	10,00	39,77	896,13	44,38
120	3,048	4,367	12,00	47,73	902,95	52,86
140	3,556	5,095	15,00	59,66	909,88	65,57
160	4,064	5,822	17,50	69,60	916,91	75,91
180	4,572	6,550	19,00	75,57	924,05	81,78
200	5,080	7,278	19,00	75,57	931,30	81,14
220	5,588	8,006	18,00	71,59	938,67	76,27
240	6,096	8,734	15,00	59,66	946,15	63,05
260	6,604	9,461	12,00	47,73	953,76	50,04

CUADRO 4S. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 2 CON e=0,51 y Sr=61%						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,372	2,00	7,95	879,87	9,04
20	0,508	0,745	3,00	11,93	883,17	13,51
30	0,762	1,117	3,50	13,92	886,49	15,70
40	1,016	1,490	4,50	17,90	889,85	20,11
50	1,270	1,862	5,00	19,89	893,22	22,26
60	1,524	2,235	6,00	23,86	896,62	26,62
70	1,778	2,607	6,50	25,85	900,05	28,72
80	2,032	2,979	7,00	27,84	903,51	30,81
90	2,286	3,352	8,00	31,82	906,99	35,08
100	2,540	3,724	8,50	33,81	910,50	37,13
120	3,048	4,469	8,50	33,81	917,60	36,84
140	3,556	5,214	8,50	33,81	924,81	36,56
160	4,064	5,959	8,00	31,82	932,13	34,14
180	4,572	6,704	6,50	25,85	939,58	27,52
200	5,080	7,449	5,50	21,88	947,14	23,10

CUADRO 4T. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 2 CON e=0,51 y Sr=63%						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,365	2,50	9,94	864,94	11,50
20	0,508	0,729	3,50	13,92	868,12	16,04
30	0,762	1,094	4,00	15,91	871,31	18,26
40	1,016	1,458	5,00	19,89	874,54	22,74
50	1,270	1,823	6,00	23,86	877,78	27,19
60	1,524	2,187	6,50	25,85	881,06	29,34
70	1,778	2,552	7,00	27,84	884,35	31,48
80	2,032	2,916	7,50	29,83	887,67	33,60
90	2,286	3,281	8,00	31,82	891,02	35,71
100	2,540	3,645	8,50	33,81	894,39	37,80
120	3,048	4,374	9,00	35,80	901,21	39,72
140	3,556	5,103	9,50	37,78	908,13	41,61
160	4,064	5,832	9,00	35,80	915,16	39,11
180	4,572	6,561	8,50	33,81	922,30	36,66
200	5,080	7,290	7,50	29,83	929,55	32,09

CUADRO 4U. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 3 CON $e=0,87$ y $Sr=33\%$						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,357	16	63,64	869,23	73,21
20	0,508	0,714	24,5	97,44	872,35	111,70
30	0,762	1,071	33	131,25	875,50	149,92
40	1,016	1,428	42	167,05	878,67	190,11
50	1,27	1,785	43	171,02	881,86	193,93
60	1,524	2,141	41	163,07	885,08	184,24
70	1,778	2,498	36	143,18	888,32	161,18
80	2,032	2,855	29	115,34	891,58	129,37

CUADRO 4V. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 3 CON $e=0,87$ y $Sr=44\%$						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,357	6,00	23,86	869,23	27,45
20	0,508	0,714	14,00	55,68	872,35	63,83
30	0,762	1,071	21,00	83,52	875,50	95,40
40	1,016	1,428	27,00	107,39	878,67	122,22
50	1,270	1,785	31,50	125,28	881,86	142,07
60	1,524	2,141	35,50	141,19	885,08	159,53
70	1,778	2,498	38,50	153,13	888,32	172,38
80	2,032	2,855	41,50	165,06	891,58	185,13
90	2,286	3,212	42,00	167,05	894,87	186,67
100	2,540	3,569	39,00	155,11	898,18	172,70
120	3,048	4,283	26,00	103,41	904,88	114,28
140	3,556	4,997	17,00	67,61	911,68	74,16

CUADRO 4W. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 3 CON e=0,87 y Sr=45%

Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,357	3,00	11,93	875,35	13,63
20	0,508	0,715	7,00	27,84	878,50	31,69
30	0,762	1,072	14,00	55,68	881,68	63,15
40	1,016	1,430	22,00	87,50	884,88	98,88
50	1,270	1,787	30,00	119,32	888,10	134,35
60	1,524	2,145	39,50	157,10	891,34	176,26
70	1,778	2,502	45,50	180,97	894,61	202,29
80	2,032	2,860	50,00	198,87	897,90	221,48
90	2,286	3,217	53,00	210,80	901,22	233,90
100	2,540	3,575	55,00	218,75	904,56	241,83
120	3,048	4,290	51,50	204,83	911,32	224,76
140	3,556	5,005	40,50	161,08	918,18	175,44
160	4,064	5,720	34,00	135,23	925,14	146,17

CUADRO 4X. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 3 CON e=0,87 y Sr=53%

Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,359	3,00	11,93	884,14	13,50
20	0,508	0,718	7,00	27,84	887,34	31,38
30	0,762	1,077	12,00	47,73	890,56	53,59
40	1,016	1,436	18,00	71,59	893,80	80,10
50	1,270	1,795	23,50	93,47	897,07	104,19
60	1,524	2,154	29,50	117,33	900,36	130,32
70	1,778	2,512	34,00	135,23	903,67	149,64
80	2,032	2,871	40,00	159,09	907,01	175,40
90	2,286	3,230	43,00	171,02	910,37	187,86
100	2,540	3,589	47,50	188,92	913,76	206,75
120	3,048	4,307	51,50	204,83	920,62	222,49
140	3,556	5,025	55,00	218,75	927,58	235,83
160	4,064	5,743	57,00	226,71	934,64	242,56
180	4,572	6,461	58,00	230,68	941,81	244,94
200	5,080	7,179	51,00	202,84	949,10	213,72
220	5,588	7,896	41,00	163,07	956,49	170,49
240	6,096	8,614	36,50	145,17	964,01	150,59

CUADRO 4Y. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 3 CON e=0,87 y Sr=57%						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,359	2,00	7,95	879,75	9,04
20	0,508	0,718	5,00	19,89	882,93	22,52
30	0,762	1,078	9,00	35,80	886,14	40,40
40	1,016	1,437	12,50	49,72	889,37	55,90
50	1,270	1,796	16,50	65,63	892,62	73,52
60	1,524	2,155	20,00	79,55	895,90	88,79
70	1,778	2,514	23,00	91,48	899,20	101,73
80	2,032	2,873	27,00	107,39	902,52	118,99
90	2,286	3,233	29,00	115,34	905,87	127,33
100	2,540	3,592	32,00	127,27	909,25	139,98
120	3,048	4,310	37,00	147,16	916,07	160,64
140	3,556	5,029	41,50	165,06	923,00	178,83
160	4,064	5,747	44,00	175,00	930,04	188,17
180	4,572	6,465	45,50	180,97	937,18	193,10
200	5,080	7,184	49,00	194,89	944,43	206,35
220	5,588	7,902	50,00	198,87	951,80	208,94
240	6,096	8,620	48,50	192,90	959,28	201,09
260	6,604	9,339	44,00	175,00	966,88	181,00
280	7,112	10,057	39,50	157,10	974,61	161,20

CUADRO 4Z. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 3 CON e=1,1 y Sr=39%						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,358	12,00	47,73	875,35	54,52
20	0,508	0,715	24,00	95,46	878,51	108,66
30	0,762	1,073	36,00	143,18	881,68	162,40
40	1,016	1,431	38,00	151,14	884,88	170,80
50	1,270	1,789	32,00	127,27	888,11	143,31
60	1,524	2,146	22,00	87,50	891,35	98,17
70	1,778	2,504	18,00	71,59	894,63	80,02

CUADRO 4A'. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 3 CON e=1,1 y Sr=45%						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,358	9,50	37,78	872,73	43,29
20	0,508	0,715	19,00	75,57	875,87	86,28
30	0,762	1,073	27,00	107,39	879,04	122,16
40	1,016	1,431	37,00	147,16	882,23	166,80
50	1,270	1,789	42,00	167,05	885,45	188,66
60	1,524	2,146	45,00	178,98	888,68	201,40
70	1,778	2,504	40,00	159,09	891,94	178,37
80	2,032	2,862	34,00	135,23	895,23	151,05
90	2,286	3,220	30,00	119,32	898,54	132,79

CUADRO 4B'. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 3 CON e=1,1 y Sr=64%						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,359	9,00	35,80	874,49	40,93
20	0,508	0,718	21,50	85,51	877,65	97,43
30	0,762	1,076	29,00	115,34	880,83	130,95
40	1,016	1,435	35,50	141,19	884,04	159,72
50	1,270	1,794	40,50	161,08	887,27	181,55
60	1,524	2,153	43,50	173,01	890,52	194,28
70	1,778	2,511	44,50	176,99	893,80	198,02
80	2,032	2,870	40,00	159,09	897,10	177,34
90	2,286	3,229	36,00	143,18	900,42	159,02
100	2,54	3,588	34,50	137,22	903,77	151,83

CUADRO 4C'. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 3 CON e=1,1 y Sr=65%						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,358	13,00	51,70	873,61	59,19
20	0,508	0,716	24,00	95,46	876,75	108,87
30	0,762	1,074	32,00	127,27	879,93	144,64
40	1,016	1,432	39,00	155,11	883,12	175,64
50	1,270	1,790	43,00	171,02	886,34	192,96
60	1,524	2,147	44,00	175,00	889,58	196,72
70	1,778	2,505	43,50	173,01	892,85	193,78
80	2,032	2,863	40,00	159,09	896,14	177,53
90	2,286	3,221	37,00	147,16	899,45	163,61

CUADRO 4D'. VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN OBTENIDOS PARA EL SUELO 3 CON e=1,1 y Sr=71%						
Def Vert (ΔL) (1E-3) pulg	Def Vert (ΔL) (mm)	Def Unit (ϵ) (%)	Def Anillo(1E-4)pulg	Carga (P) (N)	Área Corregida (Ac) (mm ²)	Esfuerzo (qu) (Kpa)
10	0,254	0,361	4,00	15,91	874,51	18,19
20	0,508	0,722	10,00	39,77	877,69	45,32
30	0,762	1,083	17,00	67,61	880,89	76,76
40	1,016	1,444	24,50	97,44	884,11	110,22
50	1,270	1,804	30,50	121,31	887,36	136,71
60	1,524	2,165	36,50	145,17	890,64	163,00
70	1,778	2,526	42,00	167,05	893,93	186,87
80	2,032	2,887	46,00	182,96	897,25	203,91
90	2,286	3,248	49,00	194,89	900,60	216,40
100	2,540	3,609	51,50	204,83	903,97	226,59
120	3,048	4,331	53,50	212,79	910,79	233,63
140	3,556	5,052	46,00	182,96	917,72	199,36
160	4,064	5,774	33,00	131,25	924,75	141,93
180	4,572	6,496	24,00	95,46	931,88	102,43

ANEXOS

Anexo 1

Anexo 2

Referencias

Baltodano, Rafael. 2006. *Curva Característica del Esfuerzo de Succión de Arenas No Saturadas*. San José, Costa Rica. 13p.

Baltodano, Rafael. 2006. **TENSILE STRENGTH, SHEAR STRENGTH, AND EFFECTIVE STRESS FOR UNSATURATED SAND**. University of Missouri-Columbia. 231p

Barrera, Mauricio. et al. 2002. **INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS NO SATURADOS EN VÍAS TERRESTRES**. Instituto Mexicano del Transporte.. 155p

Berry, P. et al. 1997. MECÁNICA DE SUELOS. Colombia. Editorial Limusa.

Código de Cimentaciones de Costa Rica. 2002.

Juárez, Eulalio. et al. 1974. MECÁNICA DE SUELOS. México. Editorial Mc Graw and Hill.

Norma ASTM D-421. 1985. Preparación en seco de muestras de suelos.

Norma ASTM D-422. 1963. Método de análisis del tamaño de las partículas.

Norma ASTM D-2216. 1998. Método de prueba estándar para la determinación en laboratorio de contenido de agua de suelos y rocas.

Norma ASTM D-2166. 2000. Método estándar para la resistencia a la compresión inconfiada de un suelo cohesivo.

Norma ASTM D-4318. 2000. Método de prueba estándar para el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de suelos.

Perera, Y.Y. et al. 2006. *Prediction of the Soil-Water Characteristic Curve Based on Grain-Size-Distribution and Index Properties*. Arizona, USA. 12p

Sitios web libres

<http://www.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/mecanica4.htm>

<http://ftp.eia.edu.co/Sitios%20Web/suelos/laboratorio/compresion.htm>

http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02_laboratorio/manual_laboratorio/compresion_no_confineda.pdf

http://www.farq.edu.uy/estructura/catedras/construccion/construccion1/pdf%20c1-2sem2005/suelos%204_2005.PDF

Tapia, Marco. 2004. *Diseño Geotécnico*. Editorial Tecnológica. 100p