

Análisis del efecto del esfuerzo de succión en la capacidad soportante de cimentaciones profundas



Abstract

The mechanics of unsaturated soil is based in net pressure and matric suctions, being the last the responsible for the shear strength and deformation behaviors. The purpose of this study is to evaluate the behavior of deep foundations in unsaturated soil by analyzing the variation in the safety factor and the optimization of the designs for different saturation degrees.

This study was developed using three samples from different soils, consistency limits, particle size, simple compression and triaxial tests were performed. Using the Plastic Index and the percentage of materials passing the No. 200 from the granulometric tests, and by using a model, the Soil-Water Characteristic Curve was established, which is considered as the best representation for a un unsaturated soil, and for the behavior of the matric suction at a determined humidity.

The compression tests supplied values for undrained resistance at different saturation degrees. By using the α (by Tomlinson) and λ (by Vijayvergiya y Focht, 1972), methods for deep foundation design the admissible capacity, safety factor and pile dimensions were determined according to the test obtained resistance.

Depending on the saturation characteristics and the physicochemical forces between particles, the least saturated sample will have greater values of undrained resistance; which is reflected in greater values of carrying capacity for the foundation. This reduces the uncertainty of the design and optimizes it.

Keywords: unsaturated soil, soil-water characteristic curves (SWCC), matric suction, unconfined compression, cohesion, piles, α method and λ method.

Resumen

La mecánica de los suelos no saturados, se basa en presiones netas y succiones matriciales, siendo esta la responsable del comportamiento de la deformación y el esfuerzo cortante. La finalidad del proyecto es evaluar el comportamiento de las cimentaciones profundas en suelos no saturados. Analizando la variación del factor de seguridad y la optimización de diseños a distintos grados de saturación.

Se trabajó con tres muestras de distintos suelos, realizando pruebas de límites de consistencia, granulometría, compresión simple y compresión triaxial. Con el índice plástico y el porcentaje pasando la N°200 de la granulometría se estima bajo un modelo la curva característica suelo-agua, considerada como la mejor representación de un suelo no saturado, asimismo del comportamiento de la succión matricial a determinado contenido de humedad.

Los ensayos de compresión suministran la resistencia no drenada a diferentes grados de saturación. Utilizando el método α de Tomlinson y el método λ de Vijayvergiya y Focht (1972) de diseño de cimentaciones profundas se determina la capacidad admisible, factor de seguridad y las dimensiones del pilote según la resistencia obtenida.

Dependiendo del régimen de saturación de sus mecanismos asociados, y de las fuerzas físico-químicas entre partículas, la muestra menos saturada, tendrá mayor valor de resistencia no drenada, reflejada en un mayor capacidad de carga, lo que genera una reducción en la incertidumbre del diseño y una optimización de este.

Palabras claves: Suelo no saturado, curvas características suelo-agua (SWCC), succión matricial, compresión inconfiada, cohesión, pilotes, método α y método λ .

Análisis del efecto del esfuerzo de succión en la capacidad soportante de cimentaciones profundas

FIGRELLA BAGNARELLO MADRIGAL

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

Setiembre del 2010

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

PREFACIO.....	1
RESUMEN EJECUTIVO.....	2
INTRODUCCIÓN	6
OBJETIVOS.....	7
GENERALES.....	7
ESPECÍFICOS	7
ALCANCES Y LIMITACIONES.....	8
SUELOS NO SATURADOS	9
CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	17
METODOLOGÍA	20
RESULTADOS	30
ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	81
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	89
APÉNDICES	91
ANEXOS	104
REFERENCIAS	105

Prefacio

Los suelos no saturados no pueden ser tratados con la mecánica de suelos tradicional, como lo postulan varios autores entre ellos Alfaro (2007), Barrera (2002) ya que no permite explicar el comportamiento de su deformación y los esfuerzos a los que el suelo está sometido, por lo que se requiere ampliar el conocimiento en la mecánica de suelos no saturados para analizar las presiones y deformaciones que actúan en esos casos y establecer el comportamiento de una estructura. De ahí la importancia de la investigación de los suelos no saturados aplicados a cimentaciones profundas; esperando ampliar este tipo de investigaciones en Costa Rica, y en un futuro implementar estos conceptos en problemas de ingeniería geotécnica.

Asimismo, se resalta la importancia de estudiar el comportamiento de un suelo a diferentes grados de saturación, ya que se señala la diferencia en la capacidad soportante, asociada a los cambios de la cohesión aparente, reflejada en el factor de seguridad y en la optimización del diseño de una cimentación profunda al disminuir un rango de incertidumbre en el grado de saturación.

El objetivo principal es observar cómo afecta el contenido de agua la capacidad del suelo y cómo disminuir la incertidumbre en el diseño de estructuras, por medio de un rango probable, utilizado en el diseño. Asimismo observar la relación que existe entre el grado de saturación y la succión matricial.

Doy gracias a Dios por darme la fuerza, el valor y perseverancia para concluir esta investigación, así como a mis padres Rodrigo Bagnarello y Xenia Madrigal, hermanos y a mi novio Andrés Carrillo, por su amor, paciencia, apoyo incondicional en estos años de estudio. De diferente manera todos aportaron su ayuda en la realización del proyecto, a ellos les dedico este trabajo.

Un especial agradecimiento al Profesor Rafael Baltonado Goulding por la orientación y apoyo que me brindó, al igual que el Ingeniero Ruy Dotti por su colaboración y ayuda en el laboratorio de materiales y geotecnia del Ministerio de Obras Públicas y Transportes. Del mismo modo agradezco a los encargados del laboratorio del CIVCO por prestarme las herramientas y el equipo para llevar a cabo los ensayos necesarios para la investigación.

Resumen ejecutivo

Se analizaron tres muestras de suelos con el fin de estudiar el comportamiento de un suelo no saturado, en el cual se relaciona la deformación volumétrica al variar la cantidad de agua presente según lo postula Barrera (2002) estas deformaciones llevan a una inestabilidad estructural. Alfaro (2007) postula que el cambio volumétrico se da al estar sometido a un estado de tensión diferenciado denominado tensión de succión.

La succión total está compuesta por la succión matricial y la succión osmótica, autores como Barrera (2002) señalaron que la succión matricial es la única que influye en el comportamiento del suelo no saturado, la succión osmótica es muy pequeña por lo que se desprecia.

Cada muestra de suelo fue sometida a pruebas tales como límites de consistencia, granulometría para identificar el tipo de suelo por el método SUCS. Los tipos de suelos encontrados fueron los siguientes

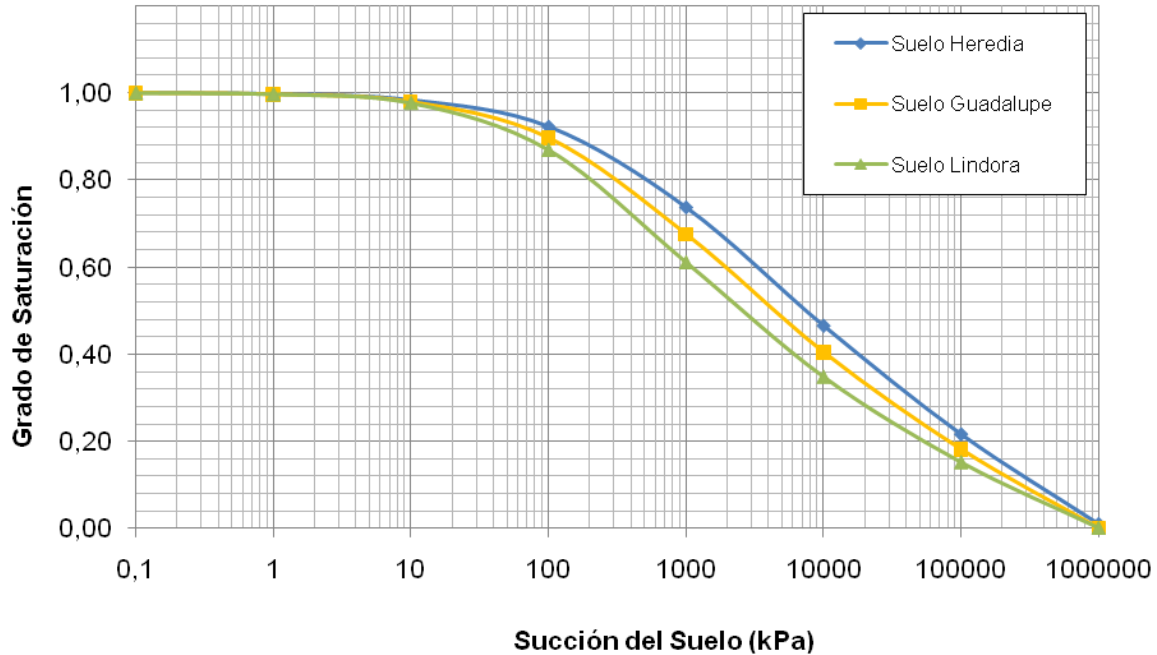
establecidos para la construcción de la curva característica suelo-agua, la cual muestra el comportamiento de la succión de acuerdo al grado de saturación para un tipo de suelo dado.

Al construir la curva para las tres muestras, fue claro el resultado obtenido; el suelo con mayor índice plástico y mayor cantidad de partículas menores a 0,075mm va a tener mayores succiones a medida que baje el grado de saturación. Esto se puede decir que fue la primera parte de la investigación. En la siguiente figura se muestran las curvas características suelo-agua que fueron estimadas para cada muestra de suelo.

Clasificación SUCS		
Muestra	Lugar de extracción	Clasificación SUCS
1	Santa Barbará, Heredia	Arcillas orgánicas OH
2	El Alto de Guadalupe, San José	Limos arcillosos MH
3	Pozos de Santa Ana, San José	Arenas finas limosas ML

Programa Microsoft Excel 2007.

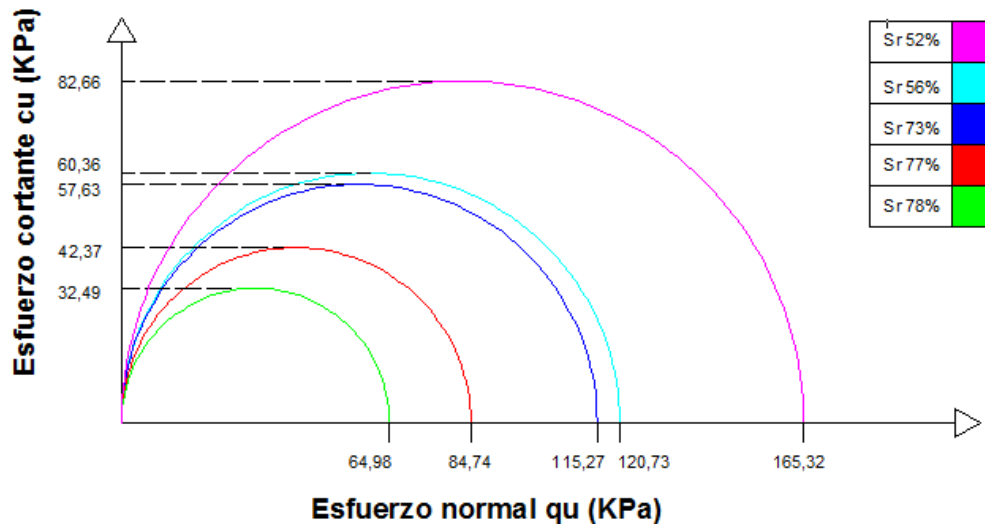
El índice plástico y el porcentaje pasando la malla N°200 se requirieron para calcular los parámetros



Curva característica suelo-agua para cada muestra de suelo. Bagnarello Madrigal.
 Programa Microsoft Excel 2007, pegado como imagen

La segunda parte correspondió al análisis de las pruebas de compresión. Se realizaron ensayos de compresión inconfiada para especímenes de un mismo suelo y una misma relación de vacíos cambiando el contenido de agua, así estableciendo que alguna diferencia en el comportamiento esfuerzo deformación iba a ser causada por el grado de saturación. De la

prueba también se obtuvo el esfuerzo normal máximo y el esfuerzo cortante máximo, al realizar el círculo de Mohr. Para cada espécimen se obtuvo la resistencia al corte no drenada para cada saturación. La cohesión corresponde al valor del esfuerzo cortante, los círculos de cada probeta se dibujaron de la siguiente manera.



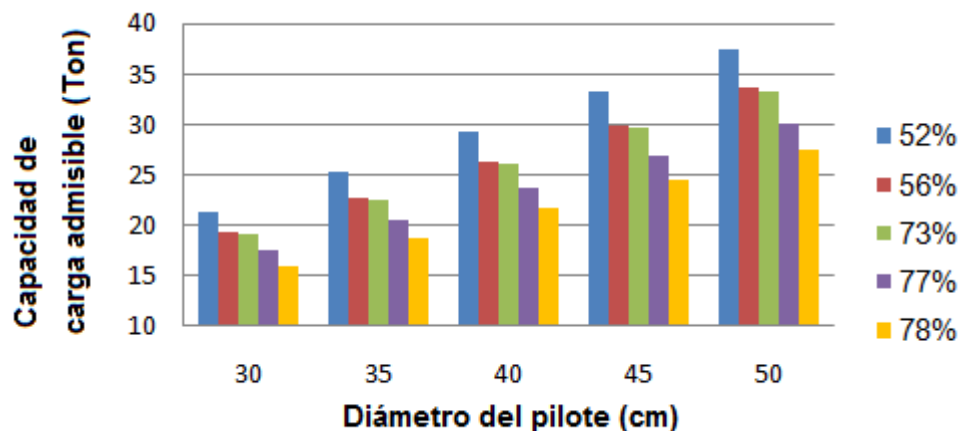
Círculo de Mohr del esfuerzo máximo para cada espécimen de la muestra 1 suelo Heredia e=1,06. Bagnarello Madrigal. Programa AutoCad 2008, pegado como imagen

El ensayo de compresión triaxial, tenía como finalidad representar la muestra al 100% de saturación, sin embargo para ser comparada con las inconfiadas debe estar a una misma relación de vacíos, lo que no se logró; por lo tanto, los resultados no fueron comparados entre si. No obstante, fueron realizadas y analizados sus esfuerzos desviador y la deformación, siendo la muestra 2 la que más resiste entre los tres suelos.

La tercera parte y última fue el diseño de cimentaciones profundas, basado en los métodos α y λ citados por Braja Das (2002). Se calcularon capacidades de carga últimas, factores de

seguridad, dimensiones del pilote y costo del mismo.

Con las resistencias al corte no drenadas encontradas a partir de los ensayos de compresión y sus respectivos grados de saturación, se calcularon las capacidades de carga admisible, estableciendo un diámetro y una longitud de empotramiento y utilizando un factor de seguridad de 3 propuesto por el Código de Cimentaciones de Costa Rica. Estas capacidades resultaron ser menores a mayor grado de saturación, para cada muestra de suelo se evaluaron 5 diseños (dimensión de diámetro y longitud) diferentes. Comparadas en el siguiente gráfico donde cada barra representa una saturación.



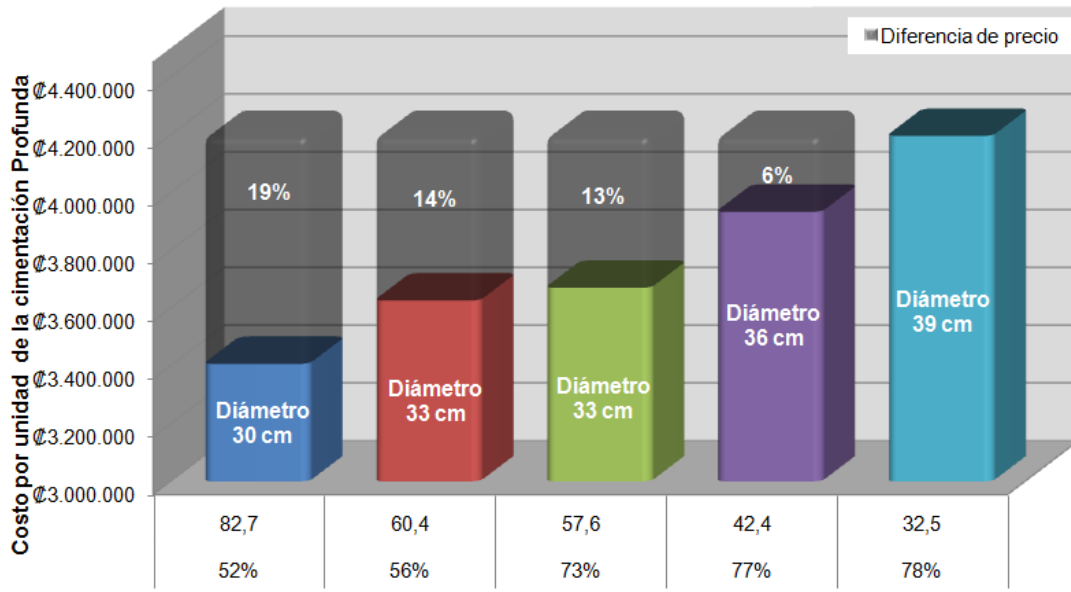
Variación de la capacidad de carga admisible de acuerdo a el grado de saturación para cada diámetro de pilote establecido. Bagnarello Madrigal. Programa Microsoft Excel 2007, pegado como imagen

La cargas admisibles fueron determinadas por ambos métodos de diseño, el método λ fue con el que se obtuvieron capacidades mayores. A su vez al calcular la variación del factor de seguridad, el grado de saturación interviene en el resultado, reflejado en que el menor factor de seguridad es proporcionado por el mayor grado de saturación.

Se determina el costo de la cimentación, el cual depende de la diferencia de diámetros por lo que se supone un carga aplica y un factor de seguridad para identificar su comportamiento. Las dimensiones cambian porque fueron afectadas

por la resistencia no drenada, asimismo la resistencia depende del grado de saturación.

Los diámetros mayores fueron requeridos para los suelos con alto grado de saturación como se muestra en el siguiente gráfico. Se establece la necesidad de contar con un diseño probabilístico donde se reduzca la incertidumbre en el grado de saturación, así optimizando el diseño. Cabe destacar que se realizaron los cálculos para un mismo tipo de suelo a dos relaciones de vacíos y utilizando los dos métodos de diseño. Para las tres muestras se dio el mismo comportamiento.



Resistencia no drenada (kN/m²) con su respectivo grado de saturación

Gráfico 52. Variación de los costos de pilotes según la resistencia no drenada, en un mismo suelo a una relación de vacíos de 1,06, a una longitud de empotramiento de 15m por el método α . Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2007, pegado como imagen

Introducción

El desarrollo de investigaciones de suelos no saturados ha sufrido un avance lento esto debido a que en su mayoría se habla sobre suelos saturados, de su capacidad soportante, su cambio volumétrico y su comportamiento ante esfuerzos cortantes.

En Costa Rica se ha hablado poco de suelos no saturados. Este trabajo pretende investigar la mecánica de suelos no saturados, e identificar el comportamiento típico de las cimentaciones profundas aplicadas en este tipo de suelo, así como proponer un seguimiento en la investigación ya que se requiere un método de diseño que tome en cuenta las características de un suelo no saturado.

Los comportamientos más característicos del suelo no saturado se relacionan con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación, generado por las fuerzas capilares, fuerzas físico-químicas entre partículas y los mecanismos relacionados al régimen de saturación (Baltodano, 2006).

La succión del suelo es la capacidad de absorber el agua libre, asimismo es propuesto por Aitchison (1973) como la cantidad de energía libre de un volumen unitario de agua existente en el suelo.

La succión total se considera como la suma de la succión matricial y de la succión osmótica. La cual está en directa relación con lo que se podría denominar mayor o menor tendencia del suelo a absorber agua. Para un mismo índice de poros y en procesos monótonos, cuanto mayor o menor sea la humedad o el grado de saturación, menor o mayor será la succión (Ortega, 2007).

El efecto de la succión es ejemplificado con la curva característica suelo agua propuesta por Fredlund et al. (1994). Alfaro (2007) dice: "la curva de retención como también se le denomina puede ser definida como la variación de la succión con la capacidad de retención del agua en los macro y micro poros del suelo. Los valores

corresponden al tipo de suelo, están directamente asociados a la granulometría y mineralogía del suelo." Es decir, el comportamiento descrito por la curva es muy propio de la muestra de suelo analizada.

Se deben relacionar estos comportamientos de succión con la cohesión aparente que interviene directamente en la metodología del diseño de una cimentación profunda.

De conocer el rango de saturaciones que maneja un tipo de suelo, se estaría disminuyendo la incertidumbre en el diseño, ya que se trabajaría con el grado de saturación correspondiente a ese rango sin tener que suponer una condición crítica, a su vez, ésta disminución en la incertidumbre estaría generando un diseño probabilístico donde se podría ver reflejada una optimización de recursos en la obra.

Objetivos

Generales

- Examinar el efecto del esfuerzo de succión en la capacidad soportante de cimentaciones profundas, mediante la variación de los grados de saturación de los suelos en estudio.
- Establecer una comparación de factores de seguridad y costo de cimentaciones profundas para diferentes grados de saturación en los suelos estudiados.

Específicos

- Estimar la Curva Característica Suelo-Agua a partir de propiedades índice de los suelos estudiados para determinar los valores de cohesión aparente.
- Cuantificar los valores de cohesión aparente para diferentes grados de saturación para cada tipo de suelo estudiado a densidades específicas a partir de pruebas de compresión inconfiada y triaxiales.
- Comparar la capacidad soportante para diferentes grados de saturación utilizando los valores de cohesión aparente obtenidos para los suelos estudiados.
- Diseñar cimentaciones profundas mediante metodologías comúnmente utilizadas, variando los grados de saturación y comparando dimensiones y costos.

Alcances y Limitaciones

Se analizarán tres tipos de suelos a distintas saturaciones, dos de estos suelos deben poseer un índice plástico mayor a 7 pero no mayor a 30 y el otro suelo debe ser de índice plástico menor a 7 o cercano a este valor.

Las muestras son alteradas ya que se obtienen de sitios disponibles para su extracción. Los resultados obtenidos dependen de las pruebas realizadas según los recursos existentes en el laboratorio de la Escuela de Ingeniería en Construcción del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

El tiempo de trabajo se limita al horario de los operarios del laboratorio, así como el horario ordinario de trabajo de la institución.

Para realizar el ensayo de compresión triaxial se limita al horario y días de atención en laboratorio de materiales y geotecnia del Ministerio de Obras Públicas y Transportes

Suelos no saturados

Un suelo no saturado se refiere a un suelo sin presencia de agua, es decir los espacios vacíos entre las partículas están llenos de aire.

Según Barrera y Garnica (2002), los cambios de humedad ya sea por forma natural o artificial, provocan alteraciones importantes en la capacidad soportante del suelo. Los suelos más afectados por estos cambios como lo menciona Korte (2008) son los suelos expansivos, suelos colapsables y los suelos residuales.

Al hablar de suelos compactados se hace referencia a suelos no saturados según Barrera (2002), asu vez el menciona que los suelos compactados son comparados por su comportamiento con los suelos naturales desecados ya que poseen ciertas similitudes (Barden, 1965).

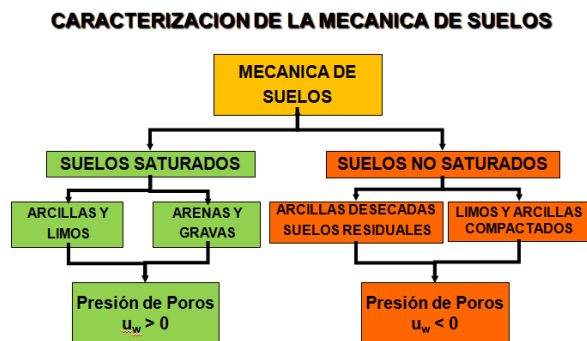


Figura 1. División de la mecánica de suelos y tipos de suelo para cada clasificación, tomado de (Zeballos, 2004) Imagen Paint

El comportamiento típico de un suelo no saturado es la deformación volumétrica al variar la cantidad de agua presente. Las deformaciones pueden ser un colapso o una expansión, de acuerdo con Aitchison (1973) ambas son consideradas causas de inestabilidad estructural (Barrera, 2002).

Fases presentes en un suelo no saturado

De acuerdo con Yoshimi y Osterberg (1963) mencionado por Barrera, 2002 “un suelo no saturado es un sistema trifásico compuesto por sólidos, líquidos y gases”. No obstante para Fredlund y Morgenstern (1977) existe otra cuarta fase la cual corresponde a la que se encuentra entre el aire libre y el agua libre.

La siguiente figura tomada de Barrena, muestra las fases presentes en el suelo no saturado, así como los componentes de cada una de ellas.

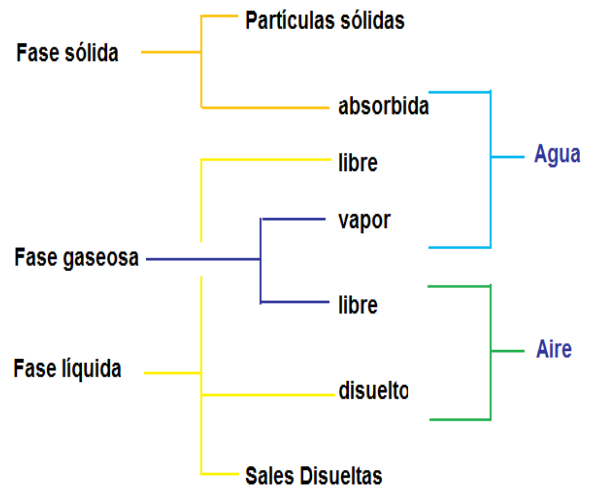


Figura 2. Fases presentes en los suelos no saturados Yoshimi y Osterberg (1963) tomada de Barrera (2002) y modificada por Bagnarello Madrigal. Imagen Paint

Fase líquida

De acuerdo a lo mencionado por Barrera la fase líquida consta de tres tipos en los que se pueden clasificar el agua presente en el suelo. El agua

higroscópica también llamada molecular, está corresponde a el agua absorbida por la partícula y se adhiere a ella por la adhesión superficial. El agua gravitacional la cual se infiltra por la fuerza de gravedad y pasa a través de las partículas. Por último, se encuentra el agua capilar ubicada en los microporos por la tensión superficial y capilaridad.

La siguiente figura muestra una representación de las condiciones que se encuentra el agua en la fase líquida.

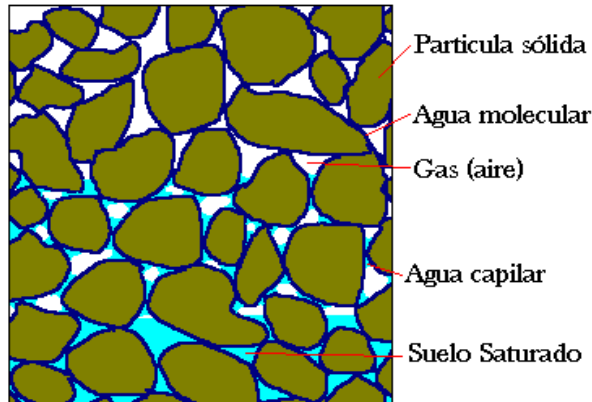


Figura 3. Agua presente en la fase líquida. (Dobi, 2006) Imagen Paint

Fase sólida

Las partículas del suelo conforma la fase sólida. La estructura las partículas sólidas influye en el efecto del estado de esfuerzos provocado en las interfases entre dichas partículas, el agua y aire, por lo que se considera importante en los suelos no saturados esto postulado por Barrera (2002).

También menciona que el comportamiento de las partículas se dará conforme a ciertas propiedades de cada suelo como lo son la granulometría, composición, textura entre otras (Josa, 1988).

Fase gaseosa

Dicha fase está compuesta por aire y vapor de agua, tiene como principal característica su compresibilidad mencionado por Barrera (2002).

Clasificación del suelo no saturado

Barrera dice” la estructura de un suelo no saturado depende del proceso por el cual el suelo ha llegado a ser no saturado”, es decir si fue secado por modo natural o es una compactación de relleno.

La estructura del suelo no saturado influye en el comportamiento mecánico del suelo. Por esta razón suelos con diferente proceso tendrán comportamiento distinto entre ellos, no obstante suelos formados por el mismo proceso poseen estructuras diferentes (Barrera, 2002).

Wroth y Houlsby (1985) mencionados por Barrera, propusieron una clasificación de acuerdo a la continuidad del fluido de fases, la clasificación se da en tres tipos de suelos no saturados.

1. Fase de aire discontinua y la fase de agua continua: corresponde a los suelos no saturados que poseen un alto grado de saturación. El aire se encuentra en formas de burbujas.
2. Fases continuas de aire y agua: Aquel suelo con grado intermedio de saturación corresponde a este tipo de clasificación de suelos no saturados.
3. Fase de aire continua y fase de agua discontinua: referido a todo aquel suelo no saturado que posea bajo grado de saturación.

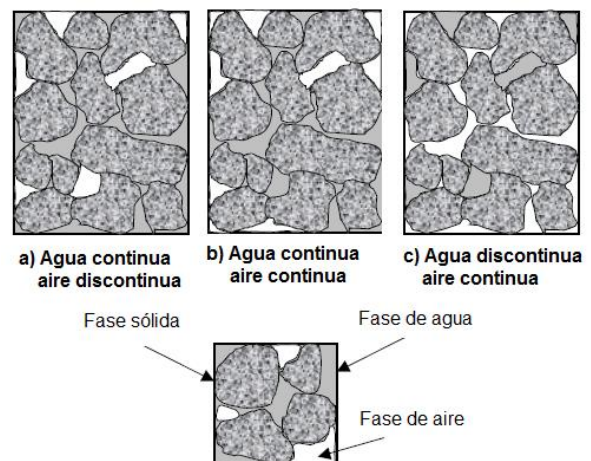


Figura 4. Clasificación de los suelos no saturados de acuerdo a su estructura (Wroth & Houlby, 1985) tomado de (Barrera, 2002). Imagen Paint

Comportamiento del suelo no saturado

La estructura interna del suelo se considera de forma simplificada, con tres principales elementos las partículas elementales, agregados de partículas y los poros (Alonso *et al.*, 1987) mencionado por Barrera (2002). El mismo propone que a partir de estos elementos se establecen tres estructuras fundamentales.

Estructura de tipo matricial, corresponde a las partículas elementales distribuidas de forma homogénea, ilustrada en la siguiente figura.

Cabe mencionar que encontramos a los suelos compactados del lado húmedo del óptimo de compactación, y los suelos expansivos en esta categoría.

a) Microestructura matricial con algunas partículas de arena

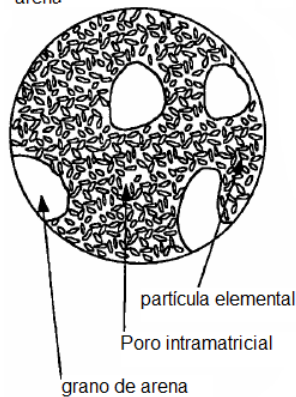


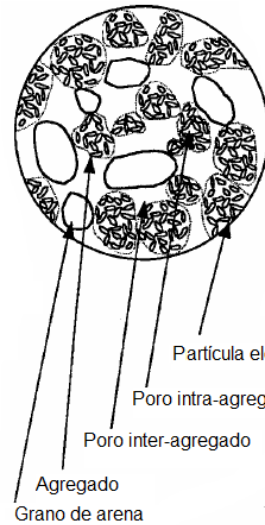
Figura 5. Estructura tipo matricial (Alonso *et al.*, 1987) y tomado de (Barrera, 2002). Imagen Paint

La microestructura de agregados, se da cuando las partículas elementales se juntan conformando una partícula de mayor tamaño (Barrera, 2002).

La última estructura fundamental corresponde a estructura de granos de arena con conectores de arcilla entre los granos. Esta se puede encontrar según Barrera en los suelos compactados del lado seco del óptimo, o aquellos que tienden a colapsar.

En la siguiente figura se muestran las dos estructuras mencionadas anteriormente.

b) Microestructura de agregados de partículas elementales



c) Microestructura con matriz de arena y conectores de arcilla.

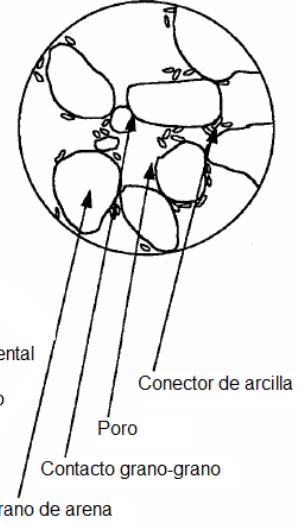


Figura 6. Estructuras fundamentales de los suelos no saturados (Alonso *et al.*, 1987) y tomado de (Barrera, 2002). Imagen Paint

Barrera (2002) explica que si se carga una microestructura de agregados los conectores entre partículas o agregados se rompen, pasando los agregados a rellenar los poros vacíos, dándose el colapso irreversible del suelo. No obstante Barrera (2002) dice "Este comportamiento está condicionado por la succión matricial que actúa de dos modos: la componente capilar, asociada al agua de los agregados, aumenta rigidez cuando la succión es elevada; mientras que la componente de adsorción, en las partículas de arcilla, mantiene una baja compresibilidad de dichas partículas". Por esta razón se debe estudiar el comportamiento mecánico de los suelos no saturados, relacionado con los efectos de succión.

La mecánica de suelos saturados se basa en esfuerzos efectivos partiendo de que se encuentra bajo el nivel freático donde las presiones intersticiales se suponen positivas. El esfuerzo efectivo corresponde al esfuerzo total menos la presión de poros en los espacios vacíos del suelo (Alva,1996). No obstante la mecánica de los suelos no saturados se da a través del esfuerzo normal y la succión matricial, teniendo una presión de poros negativa al estar arriba del nivel freático.

En la siguiente figura se muestran los esfuerzos que actúan en cada condición de

saturación, marcando la línea como el nivel freático.

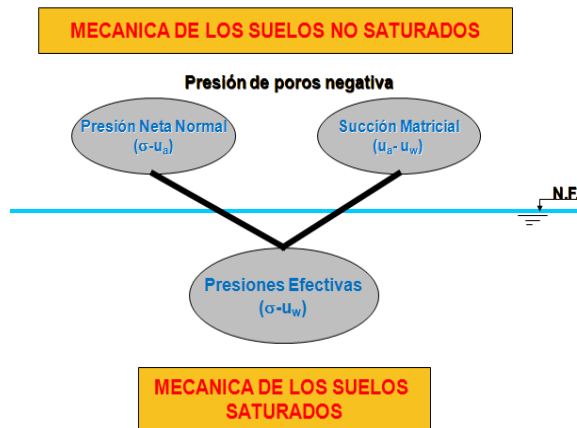


Figura 7. Tensiones presentes de acuerdo a la saturación. (Modificado de Fredlund, 1995) y tomado de (Zeballos, 2004). Imagen Paint

Succión de los suelos no saturados

Como se mencionó, la succión del suelo es la capacidad de absorber el agua libre, asimismo es propuesto por Aitchison (1973) como la cantidad de energía libre de un volumen unitario de agua existente en el suelo.

Se ha dicho que la succión está relacionada con el fenómeno de capilaridad, este ocurre con el descenso y ascenso del agua por el medio poroso que corresponde al suelo. La capilaridad depende de las fuerzas de tensión superficiales, de acuerdo con Alfaro (2007) la tensión superficial es originada por la interacción de las fuerzas inter-moleculares producidas en las zonas de contacto entre las partículas del suelo, agua y aire. Asimismo es una característica del líquido y su valor depende de la temperatura. El valor de tensión superficial del agua a 20°C es de 0,07275 N/m. La siguiente ecuación describe el fenómeno de capilaridad o también llamado ascensión capilar (Azanza, 2009).

$$\frac{U_a - U_w}{\gamma_w} = \frac{2T_s}{R_s} \dots\dots\dots \text{Ec 1.}$$

Donde

$U_a - U_w$ es succión capilar, U_a presión del aire; U_w presión del agua.

γ_w es el peso específico del agua

T_s es la tensión superficial

R_s radio del menisco o del poro equivalente.

Las tensiones capilares ejercen una fuerza entre las partículas del suelo, esta fuerza es de adherencia es conocida como la cohesión aparente (Suarez, 2001).

De acuerdo a Alfaro (2007) la succión en un suelo no saturado se compone por la succión matricial y la succión osmótica, las cuales dan origen a la succión total, asimismo explica la succión total como el resultado del trabajo de las fuerzas de absorción, capilaridad y osmosis. A continuación se muestra la ecuación con la que se representa la succión total.

$$S_t = S_m + S_{osm} \dots\dots\dots \text{Ec 2.}$$

Donde

S_t es la succión total

S_m es la succión matricial ($U_a - U_w$)

S_{osm} es la succión osmótica

De acuerdo a lo mencionado por Alfaro (2007) las presiones intersticiales negativas son el resultado de la diferencia entre presión de aire U_a y la presión de agua U_w , conocido como succión matricial.

Barrera (2002) dice que esta succión está relacionada directamente con el estado de esfuerzo derivado de los fenómenos de superficie y gravitatorios. A su vez Barrera (2002) da el concepto de succión osmótica como “presión negativa de agua pura a la que habría que someter a una masa de agua con la misma composición que la intersticial, para estar en equilibrio a través de una membrana semipermeable”.

Se dice que muchos autores han investigado acerca del efecto de la succión en el suelo, llegan a la conclusión que la succión matricial si tiene relación en la deformidad y resistencia, pero la succión osmótica no da evidencia clara.

Para Fredlund (1979), Edil y Motan (1984) o Alonso *et al.* (1987) con solo la succión

matricial se puede describir el comportamiento del suelo. De acuerdo con (Fredlund & Rahardjo, 1993) la succión del suelo en la actualidad se considera como la succión matricial. Por lo que el comportamiento del cambio de volumen y la resistencia al corte de los suelos no saturados, dependen de la succión matricial y no de la succión total (Alonso et al. 1987) y mencionado por Barrera (2002).

Curva característica suelo agua

La curva característica suelo – agua también conocida como curva de retención de agua, relación succión – humedad o por sus siglas en inglés SWCC (soil-water characteristic curve); desempeña un papel importante para la caracterización de los suelos no saturados. Esta curva relaciona el contenido de humedad de un suelo con la succión matricial.

De acuerdo con Fredlund et al. (1994) y mencionado por Alfaro (2007), se define la curva característica suelo – agua como la variante en la succión según la capacidad de retención de agua de los micro y macro poros. La curva corresponde a un tipo de suelo con densidad determinada, asimismo su naturaleza está relacionada con la granulometría del material, Es decir que la forma de la curva está determinada por geometría de los poros, la magnitud y composición mineralógica (Alfaro, 2007).

Ng y Pang (2002) y mencionado por Korte (2008) para curva característica suelo – agua introdujo el concepto de esfuerzo-deformación, así incorporando los efectos del estado de esfuerzo (es decir, la succión y la tensión neta media) y los cambios de volumen.

A continuación se muestra una representación de una curva característica modelo.

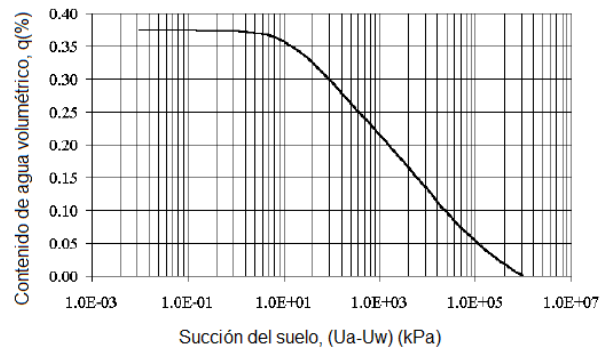


Figura 8. Ejemplo del gráfico de la curva característica suelo – agua. Tomado de (Rojas, 2001). Imagen Paint

Fredlund y Zakerzadeh (2001) citados por Pardo y Salinas (2006) señalan tres regiones en la curva característica suelo agua definidas según el proceso de saturación del suelo.

La primera región corresponde a la zona de saturación capilar. Se dice que esta región el suelo se encuentra totalmente saturado debido a las fuerzas capilares, la presión poro-agua es negativa. El límite de esta zona es denominado presión de burbujeo o valor de entrada de aire. Para que los poros mas grandes puedan drenar el agua y el aire empiece a ocupar los poros del suelo se debe sobrepasar el valor de entrada de aire el cual corresponde a un valor de succión (Pardo & Salinas, 2006).

La zona funicular o de desaturación pertenece a la segunda región. El aire se dirige a los poros de forma que desaloja el agua dentro de los poros. Esta zona finaliza cuando la succión no representa cambio en la disminución del contenido de agua, es decir termina en el contenido de agua residual, que se da cuando el agua de poro se encuentra en condición inmóvil (Pardo & Salinas, 2006).

Por último mencionan la tercera región la zona de saturación residual. El agua permanece inmóvil y el cambio de humedad se da por medio de la salida de vapor. La región termina con cero agua lo que corresponde a una succión de 10^6 kPa (Crony & Coleman, 1961).

El la siguiente figura se observan las tres zonas en la curva característica suelo – agua, detalladas anteriormente.

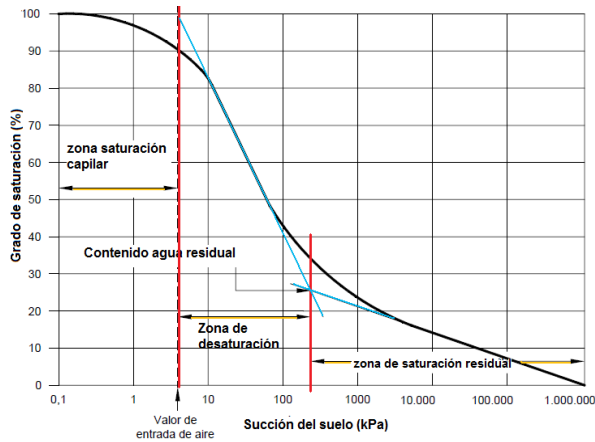


Figura 9. Representación de las zonas de saturación para la curva característica suelo-agua (Sillers, Fredlund & Zakerzadeh 2001) y tomado de (Pardo & Salinas, 2006). Imagen Paint

A partir del modelo de curva característica suelo agua establecido por Fredlund y Xing (1994), se utilizan las ecuaciones analíticas de Perera et al, 2005 y mencionadas por Korte (2008) necesarias para elaborar la curva para suelos plásticos.

Posteriormente se muestran las ecuaciones para los parámetros requeridos para obtener el factor de corrección de la succión matricial y la saturación.

$$C(h) = \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{h}{h_{rf}}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{h_{rf}}\right)} \right] \dots\dots\dots \text{Ec 3.}$$

Donde
 C(h) es el factor de corrección
 h es la succión matricial (kPa)
 h_{rf} es el parámetro función de la succión presente en el contenido de agua residual, con valor correspondiente a 500.

$$S = C(h) \left[\frac{1}{\ln \left[e + \left(\frac{h}{a_f} \right)^{b_f} \right] \right]^{c_f}} \dots\dots\dots \text{Ec 4.}$$

$$a_f = 32,835[\ln(wIP) + 32,438] \dots\dots\dots \text{Ec 5.}$$

$$b_f = 1,421(wIP)^{-0,3185} \dots\dots\dots \text{Ec 6.}$$

$$c_f = -0,2154[\ln(wIP)] + 0,7145 \dots\dots\dots \text{Ec 7.}$$

Donde
 S es la saturación
 a_f es el parámetro función del valor de entrada de aire en el suelo.
 c_f es el parámetro función del contenido de agua residual.
 b_f es el parámetro función de la razón de la extracción de agua del suelo una vez que el valor de la entrada de aire ha sido sobrepasado.
 wIP corresponde al porcentaje de material pasando la malla 200 del ensayo de granulometría por el índice plástico de la muestra.

Gómez (2008) cita que a partir de la curva característica suelo-agua se puede calcular el esfuerzo de succión así elaborando la curva de saturación versus esfuerzo de succión para conocer su comportamiento. El esfuerzo de succión para suelos granulares se obtiene del producto de la saturación por el valor respectivo de succión de la siguiente manera.

$$x(u_{a-u_w}) \dots\dots\dots \text{Ec 8.}$$

Donde
 X es la saturación
 (U_a-U_w) es la succión

Deformación en el suelo por el efecto de succión

En los suelos no saturados postula Robles (2001) los fenómenos ocurridos en su comportamiento en su mayoría son las deformaciones volumétrica al variar el grado de saturación. Las deformaciones se clasifican en positivas y negativas.

Las positivas son referidas al colapso, corresponde a una reducción en el volumen debido a un aumento en el grado de saturación con el estado tensional exterior constante (Robles, 2001).

La deformación negativa se refiere a un hinchamiento que sufren algunos suelos al aumentar su contenido de humedad, se da un aumento de volumen por la cantidad de agua manteniendo constante el estado tensional exterior. Se dice que a mayor tensión exterior se observa menor hinchamiento. Una deformación volumétrica por hinchamiento se considera recuperable al contrario del colapso (Santamaría, 2001).

Barrera (2002) señalan la succión matricial como responsable de cambios en esfuerzo deformación. Es decir, conforme aumente la succión se presentara un aumento de rigidez y así como el grado de sobreconsolidación del suelo, esto porque aumenta la fuerza entre partículas que las mantiene unidas.

Por otro lado, según Yong *et al.* (1971) y citado por Barrera (2002) sugiere que un aumento de la succión puede producir deformaciones permanentes en suelos arcillosos.

Esfuerzos en el suelo no saturado

Según Terzagui (1936) y posteriormente Jennings y Burland (1962); Bishop y Blight (1963) mencionado por Alfaro (2007) denominan a las tensiones efectivas como las responsables por los efectos mecánicos tales como cambios de volumen y resistencia al corte, estos cambios son asociados a las tensiones totales e intersticiales.

Como se menciona anteriormente los suelos no saturados poseen tres fases, los vacíos están ocupados por la fase de agua y la fase aire, por esta razón se requieren nuevas formulas para las tensiones efectivas. Las diferencias de presiones en esas fases dan origen a los efectos de succión debido a fuerzas de atracción entre las partículas (Alfaro, 2007).

A partir de la ecuación para esfuerzos efectivos de los suelos saturados varios autores propusieron tensión efectiva a partir de un equilibrio de fuerzas. La succión se afecta con un valor empírico para considerarse en el estado de tensión, así lo menciona Alfaro (2007).

Seguidamente se muestra el cuadro 1 con las ecuaciones para esfuerzo efectivo para suelos no saturados propuestas por diferentes autores y en el cuadro 2 el significado de cada parámetro.

Ecuación	Referencia
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w)$	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma + p''$	Donald (1956)
$\sigma' = \sigma - \beta' \cdot u_w$	Croney, Coleman & Black (1958)
$\sigma' = \sigma + \Phi \cdot p''$	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta p''$	Jennings (1961)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m (h_m + u_a) + \chi_s (h_s + u_a)$	Richards (1966)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m \cdot p''_m + \chi_s \cdot p''_s$	Aitchison (1973)
$\sigma' = \sigma - u_w \cdot Sr - (1 - Sr) \cdot u_a$	Öberg & Sällfors (1997)

Cuadro 1. Ecuaciones de esfuerzo efectivo para suelos no saturados Fredlund & Morgenstern, (1977) y tomado de Alfaro, (2007). Imagen Paint

X	Parámetro relacionado con el grado de saturación.
Ua	Presión del aire.
Uw	Presión de agua.
p"	Presión del agua debajo de la atmosférica.
β'	Factor de unión.
Φ	Parámetro entre 0 y 1
β	Factor estadístico para medir el área de contacto
χm	Parámetros de tensión efectiva para succión matricial
χs	Parámetros de tensión efectiva para succión de soluto.
hm	Succión matricial
hs	Succión de soluto
p"m	Succión matricial
p"s	Succión de soluto
Sr	Grado de saturación.
σ'	Tensión efectiva
σ	Tensión total

Cuadro 2. Parámetros de las ecuaciones de esfuerzo efectivo para suelos no saturados Fredlund & Morgenstern, (1977), tomado de Alfaro, (2007) y modificado por Bagnarello Madrigal. Imagen Paint

Lu y Likos (2006) señala que para un esfuerzo efectivo se deben considerar los esfuerzos macroscópicos y microscópicos, ya sea para suelos saturados o suelos no saturados. A su vez propone la siguiente ecuación de esfuerzo efectivo para partículas de suelo no saturado.

$$\sigma_c = \sigma' = \sigma_t - u_a + \sigma'_s + \sigma_{co} \dots\dots\dots Ec 9.$$

Donde

σ es el esfuerzo efectivo

σ_t es el esfuerzo total

u_a es la presión de aire

σ'_s es el esfuerzo de succión

σ_s es el esfuerzo de succión sin corregir

σ_{co} son las fuerzas físico-químicas que producen la cohesión en un suelo saturado

Cimentaciones Profundas

Los pilotes, como normalmente se conocen son cimentaciones profundas son elementos estructurales elaborados de diversos materiales, tales como el acero, madera o concreto. Se consideran columnas esbeltas con capacidad de soportar y transmitir cargas a otros estratos (Pérez,2000).

Braja Das (2001) afirma que este tipo de cimentación es utilizada en casos especiales, como por ejemplo el estrato superior es muy compresible y débil para soportar las cargas de la estructura, por lo que se requiere utilizar un estrato más fuerte a mayor profundidad. Asimismo en el caso de estructuras de retención y en estructuras altas que estén sometidas a elevadas fuerzas de viento, ya que este tipo de cimentación soporta esfuerzos por flexión mientras recibe una carga vertical como se muestra en la siguiente figura.

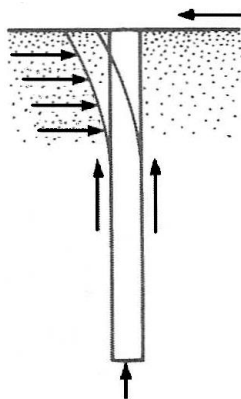


Figura 10. Pilote con carga vertical y horizontal. Tomado Braja Das, (2001). Imagen Paint

En el caso de suelos expansivos y colapsables es de gran utilidad el uso de los pilotes. De acuerdo con Braja Das (2001) una cimentación superficial puede sufrir graves daños en un suelo expansivo,

ya que este se expande y se contrae de acuerdo a su contenido de agua. Del mismo modo los suelos colapsables al aumentar su contenido de humedad provocan un daño en la estructura, la función del pilote es trabajar en otro estrato más estable, lejos de la zona de cambios.

Otra condición para utilizar pilotes es el caso de cimentaciones bajo el nivel freático, donde se deben resistir la fuerzas de levantamiento, también para estructuras ubicadas en lugares donde exista la posibilidad del erosión del suelo, utilizando pilotes no quedará expuesta la cimentación (Braja Das, 2001).

Existen diversas formas de instalar los pilotes, la mayoría son hincados por medio de mediante martillos o hincadores vibratorios. También se realizan excavaciones y la estructura es coloca en sitio.

Capacidad de carga del pilote

La capacidad de carga de un pilote consta de la resistencia en punta y la resistencia por fricción, se representan con la siguiente ecuación (Braja Das, 2001).

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots Ec 9.$$

Donde

Q_u es la capacidad última del pilote

Q_p es la resistencia en punta

Q_s es la resistencia por fricción.

En la siguiente figura se muestra cómo actúa la capacidad de carga última en un pilote, así como sus componentes.

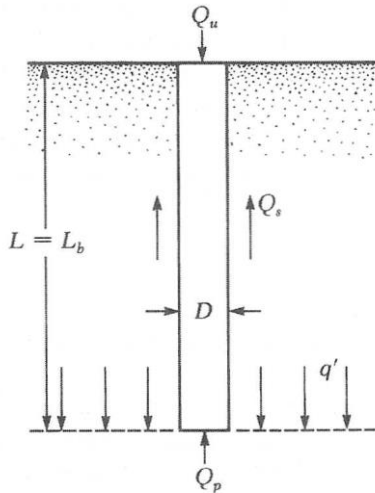


Figura 11. Capacidad de carga de última del pilote Q_u . Tomado Braja Das, 2001. Imagen Paint

El cálculo de la capacidad de carga en punta ha sido expuesto por varios autores, no obstante para la investigación se utiliza la siguiente ecuación dada por Meyerhof (1976) y citada mencionada por Braja Das (2001).

$$Q_p = 9C_u A_p \dots\dots\dots \text{Ec 10.}$$

Donde

C_u es la cohesión no drenada

A_p es el área de la base del pilote

Los ensayos de compresión inconfiada y compresión triaxial son realizados en condiciones no drenadas, en el caso de tener grado de saturación igual al 100% el ángulo de fricción es igual a cero ($\Phi=0$), la cohesión es igual a la mitad del esfuerzo último ($q_u/2$).

Braja Das (2001) describe que la resistencia por fricción o superficial del pilote se obtiene de la siguiente ecuación, donde actúa el perímetro de la base del pilote (p), la longitud incremental del pilote (ΔL) y el parámetro (f) de resistencia unitaria por fricción.

$$Q_s = \sum p \Delta L f \dots\dots\dots \text{Ec 11.}$$

El cálculo de resistencia unitaria ha sido estimado por varios autores de manera distinta, no obstante son tres los métodos aceptados por el momento, de ellos se utilizan dos que corresponde a condiciones no drenadas.

Vijayvergiya y Focht en el año 1972 proponen el método λ , como menciona Braja Das (2001) este método considera que el desplazamiento del suelo al hincar el pilote, se convierte a cualquier profundidad en una presión lateral pasiva calculada de la siguiente manera.

$$f_{prom} = \lambda(\bar{\sigma}'_0 + 2c_u) \dots\dots\dots \text{Ec 12.}$$

Donde

$\bar{\sigma}'_0$ es el esfuerzo vertical efectivo para toda la longitud de empotramiento

C_u es la cohesión no drenada

λ varía de acuerdo a la profundidad y se obtiene de la figura 12.

El otro método para determinar la resistencia unitaria superficial según Braja Das (2001) es el método α propuesto por Tomlinson en 1971, el cual se determina mediante el producto del factor empírico de adhesión α , obtenido de la figura 13, por la cohesión no drenada, como se muestra en la siguiente ecuación. Si se trabaja con una arcilla normalmente consolidada con $C_u \leq 50 \text{ kN/m}^2$ el valor de $\alpha = 1$.

$$f = \alpha c_u \dots\dots\dots \text{Ec 13.}$$

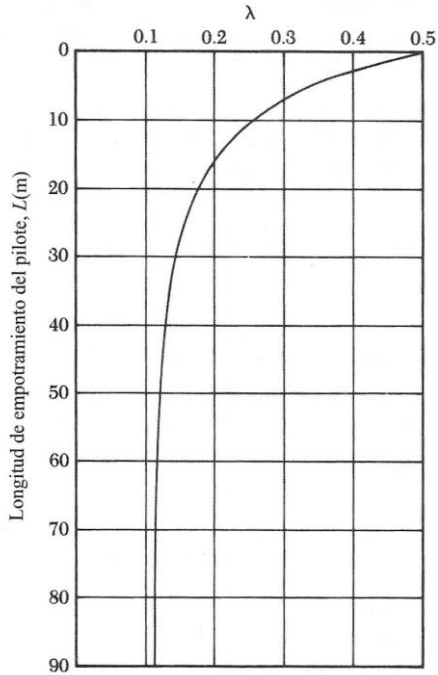


Figura 12. Determinación del valor λ según la longitud de empotramiento del pilote. Tomado Braja Das, 2001. Imagen Paint

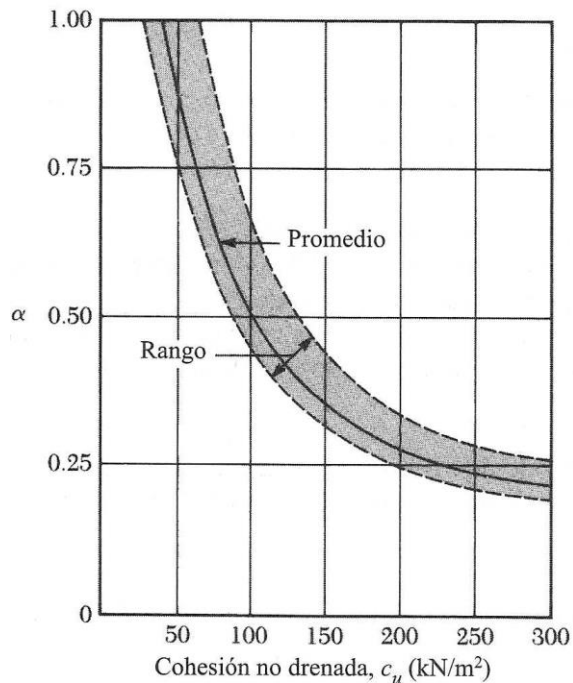


Figura 13. Variación de α de acuerdo a la cohesión no drenada. Tomado Braja Das, 2001. Imagen Paint

Metodología

El desarrollo de este proyecto se conformó por la parte experimental, ejecutada en los laboratorios de suelos de la Escuela de Ingeniería en Construcción del Instituto Tecnológico de Costa Rica y la parte de diseño de cimentaciones profundas, la cual utiliza los resultados obtenidos en la sección experimental.

La sección experimental consiste en el estudio de tres muestras de suelo, de las cuales dos de estas fueran suelos plásticos y la otra muestra un suelo poco plástico. Dichos estudios son basados en la identificación del suelo, la cuantificación de la cohesión aparente, el efecto del esfuerzo de succión y la capacidad de soporte según la saturación.

Las muestras se obtuvieron en diferentes ubicaciones del país como se menciona a continuación.

1. La muestra 1 denominada "suelo Heredia", se obtuvo de la urbanización Vistas de Santa Barbara, ubicada en Santa Barbara de Heredia.
2. La muestra 2 denominada "suelo Guadalupe", se extrajo de la urbanización La Flor, en Guadalupe El Alto, de la provincia de San José.
3. La muestra 3 denominada "suelo Lindora", se obtuvo de Pozos de Santa Ana, de la provincia de San José.

Una vez con las muestras en el laboratorio, se procedió a extenderlas en lonas de plástico, dejando secar el material con reflectores por un tiempo aproximado de una semana. Una vez seco todo el material es tamizado por la malla N° 4, así separando los finos de los gruesos.

Se colocó en sacos el material pasando y el material retenido, dichos sacos fueron debidamente pesados y etiquetados. Obteniendo un aproximado de 140 Kg de cada muestra de suelo, utilizado para realizar las pruebas que se describen a continuación.

Norma ASTM D4318. Ensayo Límites de Atterberg.

En la naturaleza podemos encontrar el suelo fino en estado sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido de acuerdo a la cantidad de agua que este posea, de ahí se obtienen los límites de Atterberg o también llamados límites de consistencia. Estos límites son la división donde se da el cambio de estado como se muestra en la siguiente figura.

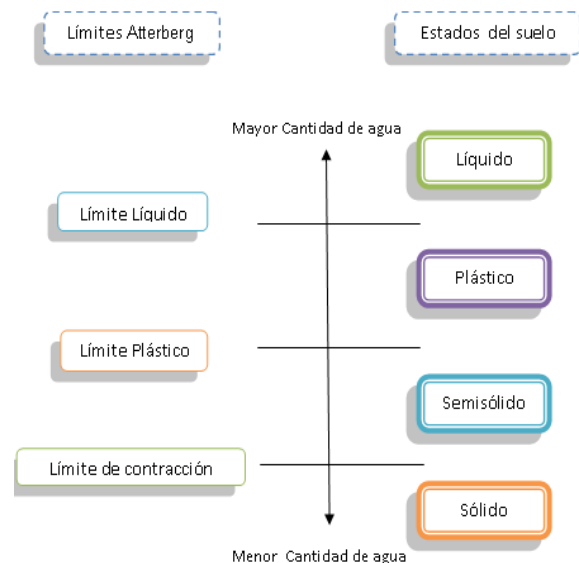


Figura 14. Límites de Atterberg o límites de consistencia. Bagnarello Madrigal. Imagen Paint

Equipo

- Tamiz N°40 USA Standard test.
- Mazo con cabeza de hule y cápsula de cerámica.
- Cápsula Plástica

- Espátula metálica
- Balanza digital OHAUS GT4800, ±0,01g.
- Copa Casagrande model CL_207
- Probeta (10 ± 0,5) ml
- Ranurador de acero inoxidable
- Cápsulas metálicas
- Vidrio esmerilado

$$W\% = \frac{W_H - W_s}{W_s} \dots\dots\dots \text{Ec. 14}$$

Donde
 W% es el contenido de humedad
 W_H es el peso húmedo
 W_s es el peso seco

Procedimiento

Límite Líquido multipunto

1. Moler el material a utilizar con el mazo de cabeza de hule en la cápsula de cerámica.
2. Tamizar el material por la malla N°40, extrayendo un aproximado de 200g.
3. En la cápsula plástica colocar 150g del suelo a analizar. Con la probeta de 10ml agregar agua lentamente hasta formar una pasta totalmente homogénea.
4. Colocar un parte del material en la copa Casagrande, con el ranurador realizar una abertura al medio, se deben contabilizar 50 golpes o más hasta que la ranura se cierre 13mm. Cuando esto suceda se retira un aproximado de 60g de material el cual se utilizara para identificar el límite plástico.
5. Agregar agua lentamente, colocar el material en la copa Casagrande esta vez con una resistencia de 30 a 40 golpes hasta que se cierre la ranura a los 13mm, se divide el material en tres partes, se colocan en una cápsula metálica solo 1/3 del material, correspondiente a la parte del medio del material. Una vez pesada se coloca en el horno.
6. Repetir el paso 5 para los puntos de 30 a 25 golpes, 25 a 20 y 20 a 15.
7. Después de 24 horas en el horno se pesan las muestras secas y se obtiene el contenido de humedad de cada una de ellas, de acuerdo a la ecuación 1. Se debe graficar el contenido de humedad en función del número de golpes, el límite líquido se obtiene del valor de contenido de humedad correspondiente a 25 golpes.

Límite Plástico

1. Dividir los 50g obtenidos anteriormente en el paso 4, en tres partes iguales.
2. Colocar una de las porciones en el vidrio esmerilado, donde se estirara el material con la palma de la mano formando bastones hasta que tengan un diámetro de 3mm y sus paredes presenten grietas, asimismo no se pueda conformar bastones nuevamente.
3. Colocar los bastones de cada muestra, que cumplan con las características mencionadas anteriormente, en cápsulas metálicas donde serán pesados y luego colocados en el horno por 24 horas.
4. Sacar las tres muestras del horno y tomar el peso seco, seguidamente calcular el contenido de humedad, el límite plástico corresponde al promedio de los tres contenidos de humedad.

Índice de Plasticidad

Este valor corresponde a la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. Se aplica en la identificación del tipo de suelo así como en la determinación de la curva característica suelo agua.

Norma ASTM D422. Método estándar de análisis del tamaño de las partículas de suelo.

Este método tiene como objetivo principal la clasificación del suelo de acuerdo al tamaño de sus partículas las cuales se clasifican por medio de tamices con diferentes tamaños de aberturas.

No obstante para suelos finos se requiere un método adicional para cuantificar la cantidad de partículas de tamaño menor a 0,075mm si se tienen un 50% del material pasando la malla N°200. El método más utilizado es el análisis granulométrico por hidrómetro.

Equipo

- Tamiz N°4, N°10, N°20, N°40, N°100 y N°200 USA Standard test.
- Charola
- Balanza digital OHAUS GT4800, ±0,01g.
- Cápsula metálica.
- Horno de secado, controlado termostáticamente, mantiene una temperatura uniforme de (110±5) °C
- Cepillo de bronce
- Olla metálica
- Brocha
- Bandeja plástica



Figura 15. Mallas de trama cuadrada utilizadas en el ensayo y cepillo de bronce. Bagnarello Madrigal. Imagen Paint

Procedimiento

1. Del material pasando la malla N°4, se extrae una muestra de 500g utilizando el cuarteador metálico, seguidamente se toma el peso W_H respectivo.
2. Se coloca la muestra en el horno a una temperatura de 110°C por 24 horas, transcurridas estas se toma el peso seco W_s .

3. La muestra es saturada con agua, dejándola reposar por otras 24 horas.
4. En una olla metálica se lava el suelo saturado, con la malla N°40 y la N°200 se procede eliminar los finos que pasan dichos tamices. Este procedimiento se repite hasta lograr que el agua al mover la muestra de suelo sea de una tonalidad clara.
5. La muestra lavada se coloca en una capsula metálica dentro del horno por 24 horas; después de este período se toma el peso seco lavado.
6. La muestra lavada y seca es pasada por las mallas mencionado anteriormente con el orden respectivo terminando en la charola. El material retenido por cada una de las mallas es pesado, con el fin de calcular el porcentaje pasando.

Para obtener el porcentaje pasando se requiere completar el siguiente cuadro

Malla N°	Tamaño de las partículas (mm)	Peso retenido (g)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje pasando (%)
10	2				
20	0,84				
40	0,42				
100	0,15				
200	0,08				
Charola					

Programa Microsoft Excel.

Porcentaje retenido se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\% \text{ Retenido} = \frac{W_{ret}}{W_{SL}} * 100 \dots\dots\dots \text{Ec. 15}$$

Donde

W_{ret} es el peso retenido

W_{SL} es el peso seco lavado

El porcentaje retenido acumulado es el porcentaje retenido de la malla correspondiente a la casilla más el anterior y el porcentaje pasando corresponde a cien menos el porcentaje retenido acumulado.

7. Finalmente se grafica el porcentaje pasando en función del tamaño de partícula, obteniendo así la curva granulométrica.

Norma ASTM D2487. Sistema unificado de clasificación de suelos SUCS.

La identificación y clasificación del suelo se realiza mediante el método SUCS, el cual requiere la granulometría, los límites ya sean líquido o plástico y el índice de plasticidad del suelo a clasificar. Con el fin de obtener las propiedades y capacidades del suelo. Seguidamente se presenta el procedimiento para llevar a cabo la clasificación del material y la nomenclatura utilizada para este método.

Nomenclatura

- Arena - S
- Grava - G
- Bien graduada - W
- Mal graduada - P
- Arcilla - C
- Limo - M
- Baja compresibilidad - L
- Alta compresibilidad - H
- Con presencia de materia orgánica - O
- Turba - Pt

Procedimiento

1. Determinar el porcentaje retenido por el tamiz N°200.
2. Identificación entre partículas gruesas o finas.
 - a. Si más de la mitad del material es retenido por la malla N°200 se cuenta con suelo granular.
 - b. Si más de la mitad del material pasa la malla N°200 es suelo fino.
3. **Suelo Granular**
 - a. Más de la mitad del material grueso es retenido en el tamiz N°4 el suelo es una grava (G). Este mismo puede clasificarse en GW, GP, GM y GC según la

cantidad de finos y plasticidad que posea.

- b. Más de la mitad del material grueso pasa por el tamiz N°4 el suelo es una arena (S). Denominada SW, SP, SM y SC según la cantidad de finos y plasticidad que posea.

4. **Suelo Fino:** Para clasificar los suelos finos se utiliza de la carta de plasticidad uniendo el límite líquido y el índice de plasticidad. Así obteniendo el tipo de suelo.

- a. Limos y arcillas con un límite líquido menor a 50 pueden clasificarse en ML, OL o CL.
- b. Limos y arcillas con un límite líquido mayor a 50 pueden clasificarse en MH, OH o CH.

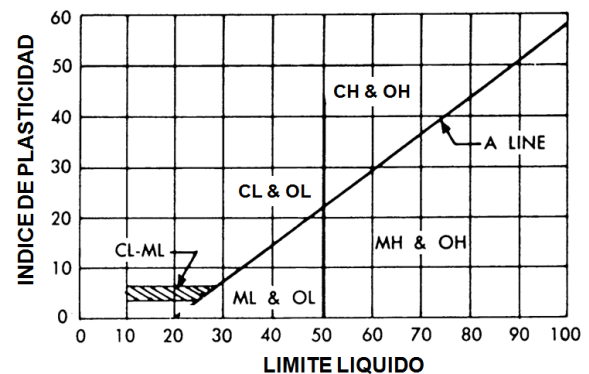


Figura 16. Carta de Plasticidad SUCS. Elaborada por ASTM y tomada de la Universidad Católica del Norte, Chile. Programa Paint

Norma ASTM D698. Ensayo Proctor Estándar.

La resistencia de un suelo depende de su grado de compactación y de su densidad por eso es realizado este ensayo con el fin de obtener la humedad óptima de compactación y la densidad seca máxima que puede alcanzar el material. Estas características son identificadas en el vértice de la curva de densidad seca en función del contenido de humedad de muestras compactadas a una misma energía. A continuación se cita el procedimiento y el equipo utilizado en la realización de la prueba.

Equipo

- 3 kg del suelo a utilizar.
- Molde cilíndrico de metal, 101,25 mm de diámetro, 116,45 cm de altura y un volumen de 937,604 c^{m3}.
- Probeta de 1000 ml, precisión ± 10 ml.
- Martillo de compactación 2,5 kg.
- Balanza digital OHAUS GT4800, ± 0,01g.
- Balanza, precisión ± 1 g.
- Vernier, precisión ± 0.05 mm
- Espátulas metálicas.
- Extractor de muestras.



Figura 17. Molde metálico sin collarín y martillo de compactación para el ensayo de Proctor Estándar. Bagnarello Madrigal. Programa Paint

Procedimiento

1. Preparar 5 muestras de 3 kg cada una para realizar los 5 puntos.
2. Pesarse el molde metálico sin el collarín.
3. Colocar una de las muestras de 3 kg del material en una bandeja metálica. Llenar la probeta a 1000 ml.
4. Agregar poco a poco agua y mezclar hasta obtener una muestra homogénea la cual tenga la humedad óptima. La humedad óptima se estima cuando con el material utilizado se forma un terrón al presionarlo entre las manos. Se debe apuntar la cantidad de agua utilizada. Es preferible mantener la muestra tapada con un plástico.
5. Extraer una porción de aproximado 300 g del material, pesarlo y colocarlo en el horno a una temperatura 110°C, después de 24 horas tomar el peso seco, con estos datos se estimara el porcentaje de humedad según la ecuación 1.
6. Con el material preparado se procede a formar el cilindro, se realiza en 3 capas con 25 golpes cada una. Entre cada capa se debe escarificar el material lo cual consiste en hacer líneas con un cuchillo en la superficie de la capa, para que la siguiente se adhiera correctamente.
7. Retirar el collarín del molde, con el cuchillo y una platina alisar la cara superior de la muestra.
8. Pesarse el molde mas el material compactado, posteriormente con la gata hidráulica se extrae el cilindro. Con los datos anteriores se obtiene la densidad húmeda y densidad seca con las siguientes ecuaciones.

$$\gamma_t = \frac{w_t * 1000}{V_{molde}} \dots\dots\dots \text{Ec 16}$$

Donde

- γ_t es la densidad húmeda
- w_t es el peso de la muestra
- v_t es el volumen del molde

$$\gamma_s = \frac{\gamma_t}{1 + w\%} \dots\dots\dots \text{Ec 17}$$

Donde

- γ_s es la densidad seca
- γ_t es la densidad húmeda
- $w\%$ es el porcentaje de humedad

9. Para los siguientes puntos, a dos de ellos se agrega 2,5% y 5% más de agua requerida para la cantidad óptima y a los otros dos se les resta. Seguidamente se repiten los pasos anteriores
10. Una finalizado todos los puntos se grafica la densidad seca en función del porcentaje de humedad de cada punto, así formando una parábola donde su vértice corresponde a la densidad seca máxima y el contenido de agua óptimo para su compactación.
11. Con la máxima densidad seca se debe calcular la relación de vacíos ya que con

esta se realizaran las muestras para el ensayo de compresión triaxial y compresión confinada.

Norma ASTM 2166. Ensayo estándar para la resistencia a la compresión inconfiada.

La compresión inconfiada también denominada compresión simple se realiza con el fin de determinar el esfuerzo máximo al que puede estar sometido el suelo y su deformación a medida que se le aplique carga axial, asimismo se logran establecer parámetros de cohesión.

Los especímenes para la prueba se realizaron a diferentes saturaciones, manteniendo constante la relación de vacíos que se obtuvo de la densidad máxima alcanzada en el Próctor estándar. Para lograr estas condiciones se utiliza el método de subcompactación postulado por Ladd (1978).

Este método consiste en calcular la altura de cada capa, según su porcentaje de compactación y altura del molde en el que se realizara el cilindro. La relación de vacíos se mantendrá al variar la cantidad de material por capa según su saturación, asimismo el número de golpes será variado.

La siguiente ecuación es la utilizada para calcular el porcentaje de compactación, de acuerdo al método de Subcompactación de Ladd:

$$U_n = U_{ni} \left[\frac{(U_{ni} - U_{nt})(n-1)}{nt-1} \right] \dots\dots Ec 18$$

Donde

Un es el porcentaje de subcompactación

Uni es el porcentaje de subcompactación seleccionado para la primera capa.

Unt es el porcentaje de subcompactación seleccionado para la última capa.

n es la capa donde se está trabajando.

nt es el número total de capas.

El cálculo de la altura para cada capa se realiza de la siguiente manera:

$$h_n = \frac{h_t}{n t} \left[(n-1) + \left(1 + \frac{u_n}{100} \right) \right] \dots\dots Ec 19$$

Donde

hn es la altura máxima por capa.

ht es la altura total del espécimen.

n es la capa donde se está trabajando.

Un es la porcentaje de subcompactación

Equipo

- Molde cilíndrico metálico volumen 79,93 cm³.
- Marco de carga de compresión inconfiada, Versa tester modelo U-55, soilteste. inc.
- Mazo de 10 lb.
- Enrasador y espátula.
- Balanza digital OHAUS GT4800, ± 0,01g.
- Caliper, precisión ± 0.05 mm
- Extractor de muestra.
- Probeta 100 ml.
- Horno de secado, controlado termostáticamente, mantiene una temperatura uniforme de (110±5) °C



Figura 18. A) Molde metálico. B) Mazo para compactar al elaborar los especímenes para el ensayo compresión inconfiada. Bagnarello Madrigal. Programa paint

Procedimiento

1. Previamente se realizan los cálculos para determinar la cantidad de agua que se debe agregar según la saturación elegida, así como la cantidad de suelo

- utilizado para formar la probeta a la relación de vacíos establecida.
- En una bandeja plástica mezclar la cantidad de material a utilizar con el agua medida en la probeta. Hasta lograr una mezcla homogénea. Dejar la mezcla reposando por 24 horas.
 - Engrasar el molde.
 - Formar la probeta según el número de capas elegidas y la altura obtenida en el método de subcompactación. Para ello se introduce la mezcla del material con el agua en el molde y con ayuda del mazo se compacta hasta lograr la altura deseada. Se repite para cada capa de la probeta.
 - Se desmontan los anillos inferior y exterior del molde, se le da un acabado liso a ambas caras del cilindro. Con el extractor se obtiene el probeta, está debe poseer sus laterales lisos sin grietas o huecos.
 - Colocarla en una bolsa plástica bien sellada para no perder humedad.
 - Con el vernier tomar tres medidas del diámetro y tres de la altura en puntos diferentes. Con estas medidas se obtendrá el promedio de diámetro y altura para calcular el área y volumen de cada probeta.
 - Tomar el peso de la muestra húmeda.
 - Colocar el cilindro en el marco de carga hasta que la parte superior este en contacto con la probeta, verificar que los dos deformímetros estén en cero. Para realizar la falla de la muestra se requiere la ayuda de otra persona que tome medidas de la deformación vertical y la otra la deformación del anillo que con multiplicada por la constante del anillo será la carga a la que se sometió el espécimen. La prueba se debe realizar a una velocidad de 0,5% a 2% de deformación por minuto.
 - Calcular la deformación unitaria, el área corregida y el esfuerzo con las siguientes ecuaciones.

$$\varepsilon\% = \frac{\Delta L}{L_0} \dots\dots\dots Ec 20$$

Donde
 $\varepsilon\%$ es la deformación unitaria.
 ΔL es la deformación vertical
 L_0 es la altura promedio de la probeta.

$$A_c = \frac{A_0}{(1 - \varepsilon\%)} \dots\dots\dots Ec 21$$

Donde
 A_c es el área corregida.
 A_0 es el área promedio del espécimen.
 $\varepsilon\%$ es la deformación unitaria.

$$q_u = \frac{P}{A_c} \dots\dots\dots Ec 22$$

Donde
 q_u es el esfuerzo de compresión confinada
 P es la carga
 A_c es el área corregida.

- Una vez fallada la muestra se pesa, luego se coloca en el horno por 16 horas, después de este tiempo se toma el peso seco del cilindro. Así calculando el porcentaje de humedad.
- Con los resultados se realiza el gráfico de esfuerzo de compresión confinada en función de la deformación.



Figura 19. Deformaciones sufridas en las probetas falladas, muestras de diferentes suelos y distintas saturaciones. Bagnarello Madrigal. Programa Paint

Norma ASTM D 2850-03^a. Ensayo de compresión triaxial no consolidado no drenado UU.

El ensayo de compresión triaxial tiene como fin determinar el comportamiento esfuerzo deformación de una muestra cilíndrica de suelo y parámetros como la cohesión y el ángulo de fricción del suelo, a través del esfuerzo cortante.

El ensayo consiste en colocar la muestra cilíndrica compactada a una densidad del 90 a 95% de la densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor, en una cámara triaxial donde será saturada. La muestra será cubierta por una membrana de látex, la muestra estará sometida a una presión de confinamiento desde que empiece la prueba. La carga triaxial se mantendrá constante hasta que se presente la falla.

Existen tres variaciones de este ensayo dependiendo del tipo de suelo y las condiciones con las que se trabaje, es decir su drenaje y consolidación. En este caso se utiliza el ensayo triaxial no consolidado no drenado UU, consiste en determinar la resistencia cortante sin intervenir sobre la estructura de la probeta y sin modificar el estado de las tensiones geostáticas preexistentes. Es decir, no dejar escapar los fluidos del suelo a medida que se le aplica carga mediante el cierre de las válvulas de la cámara al inicio del ensayo y antes de que la muestra logre consolidarse.

De acuerdo a la norma ASTM 2850 – 03^a la probeta debe tener una altura de dos veces el diámetro, asimismo requiere un mínimo de 6 capas para conformarla. No obstante, para compactar el material y lograr la densidad deseada se tiene como incógnita el número de golpes por capa. Por medio de prueba y error se realizan varias probetas, las cuales se distinguen por el número de golpes utilizado por capa el cual varía de 12 a 15 golpes. Se utiliza la probeta que cumpla con la relación de vacíos deseada.

Las muestras para el ensayo se elaboraron en el laboratorio de suelos de la Escuela de Construcción del Instituto Tecnológico de Costa Rica. Por el contrario, la saturación y falla de la probeta se realizó en el laboratorio de materiales departamento de geotecnia del Ministerio de Obras Públicas y Transportes.

Equipo

- 3 kg del suelo a utilizar.
- Bandejas metálicas
- Molde de bronce diámetro 69,55 mm, altura 140,25 mm y volumen 532,56 mm³
- Martillo de compactación 2,5 kg.
- Probeta de 1000 ml, precisión ± 10 ml.
- Balanza digital OHAUS GT4800, $\pm 0,01$ g.
- Balanza, precisión ± 1 g.
- Caliper, precisión ± 0.05 mm
- Horno de secado a una temperatura de 110 ± 5 °C
- Herramientas para mezclar.
- Membrana de hule.
- Piedras porosas, filtros de papel y empaques hule.
- Compresor de aire
- Data Logger
- Marco de carga
- Computadora
- Máquina triaxial con un panel de aplicación de presión TRI-FLEX2.



Figura 20. Probeta de Suelo Heredia para el ensayo de compresión triaxial, molde y mazo utilizado para su elaboración. Bagnarello Madrigal. Programa paint

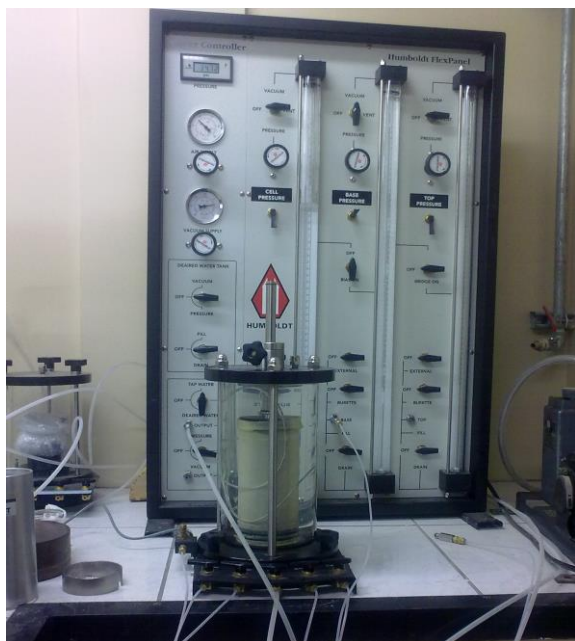


Figura 21. Panel de control de la maquina triaxial y la celda con la muestra saturando. Laboratorio Ministerio de Obras Públicas y Transportes. Bagnarello Madrigal. Programa Paint

Procedimiento

Elaboración de la muestra

1. Determinar la cantidad de agua utilizada para un 95% de la densidad máxima obtenida del ensayo proctor. Colocarla en la probeta de 1000ml.
2. Mezclar los 3 kg de material con el agua, hasta obtener una mezcla homogénea. Es importante tapar la mezcla con cubierta plástica.
3. Engrasar el molde de bronce.
4. Colocar una cantidad del material preparado en el molde, compactarlo con un número de golpes determinado anteriormente; al terminar la capa se debe escarificar la superficie de esta. Repetir este paso hasta obtener las 6 capas.
5. La muestra es extraída con el extractor hidráulico, manualmente existe la posibilidad de quebrar el espécimen a la mitad.
6. Tomar tres medidas de diámetro y tres medidas de la altura del cilindro.

7. Colocar la muestra en bolsas plásticas debidamente selladas, si debe ser almacenarlo colocarlo en la cámara húmeda.

Ensayo de compresión triaxial

1. Introducir la probeta de suelo en la membrana de hule, con la ayuda del tubo de PVC.
2. Saturar las piedras porosas por 24 horas si estas estuvieran secas, de lo contrario solo se humedecen por unos minutos.
3. Colocar un filtro de papel húmedo encima de la piedra porosa, posteriormente colocar la probeta y ajustar la membrana con los anillos de hule, quedando está totalmente sellada evitando la filtración de agua de la celda. Repetir para la parte superior de la probeta, colocando el filtro, la piedra porosa y los empaques.
4. Cerrar totalmente la cámara, con la ayuda de una manguera llenar completamente de agua la celda. No deben quedar espacios de aire.
5. Purgar las mangueras del panel de control, así eliminando las burbujas de aire atrapadas en estas. Además se deben llenar las buretas del panel de control.
6. Para la saturación de muestra se debe aplicar presión en la parte inferior de la muestra y en la parte superior dejarlo a presión atmosférica para que el agua fluya entre las partículas de suelo. No obstante esta presión debe ser 2/3 de la presión de celda, la presión de celda utilizada es de aproximadamente 517 kPa. Las presiones se deben aplicar las dos al mismo tiempo y lentamente para no alterar la muestra.
7. La muestra se dejara saturando por varios días hasta comprobar el 100% de saturación, esto será cuando en un lapso de tiempo el volumen de agua que entra a la muestra es el mismo del volumen de agua que sale de la misma. Una vez saturada la probeta se procede a fallar.
8. Se coloca la celda de carga en el marco, se posiciona el pistón y se aplica la carga a una velocidad 1% de la altura de la probeta por minuto.

9. Verificar que las válvulas estén cerradas, ya que se realiza un ensayo no consolidado no drenado.
10. Se aplica la carga hasta que la muestra falle o presente una deformación notable.

A continuación se presentan las imágenes del proceso de saturación y de la muestra ya fallada.



Figura 22. Muestra de suelo Guadalupe en proceso de saturación, se observa la parte inferior de un color más oscuro debido al agua que está pasando a través de la probeta. Bagnarello Madrigal. Programa Paint



Figura 23. Muestra de suelo Guadalupe después de ser fallada. Bagnarello Madrigal. Programa Paint

Resultados

Límites de Atterberg

A continuación se presentan los resultados del ensayo de límites de Atterberg el cual consta de la determinación de límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, requeridos para la identificación del suelo. Este ensayo se realizó para las tres muestras de suelo.

Límite Líquido

Para realizar el ensayo se requiere 200 g del suelo estudiado, anteriormente tamizado por la malla # 40. De esa cantidad se utilizan 150g para obtener el límite líquido.

Muestra 1 Suelo Heredia

En el siguiente cuadro se presentan cada punto con sus pesos, número de golpes y contenido de humedad respectivo.

Punto	W bandeja (g)	W muestra húmeda + bandeja (g)	W muestra seca + bandeja (g)	W muestra húmeda (g)	W muestra seca (g)	Golpes	Contenido de humedad %
1	5,98	29,55	20,25	23,57	14,27	37	65,1
2	6,25	21,03	15,01	14,78	8,76	29	68,7
3	6,01	27,71	18,59	21,70	12,58	20	72,5
4	6,16	31,63	21,17	25,47	15,01	16	69,7

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2007.

Asimismo con los datos de contenido de humedad y Número de golpes se realiza el gráfico 1 mostrado a continuación, con el que se

determina el límite líquido. Este valor corresponde al contenido de humedad a 25 golpes

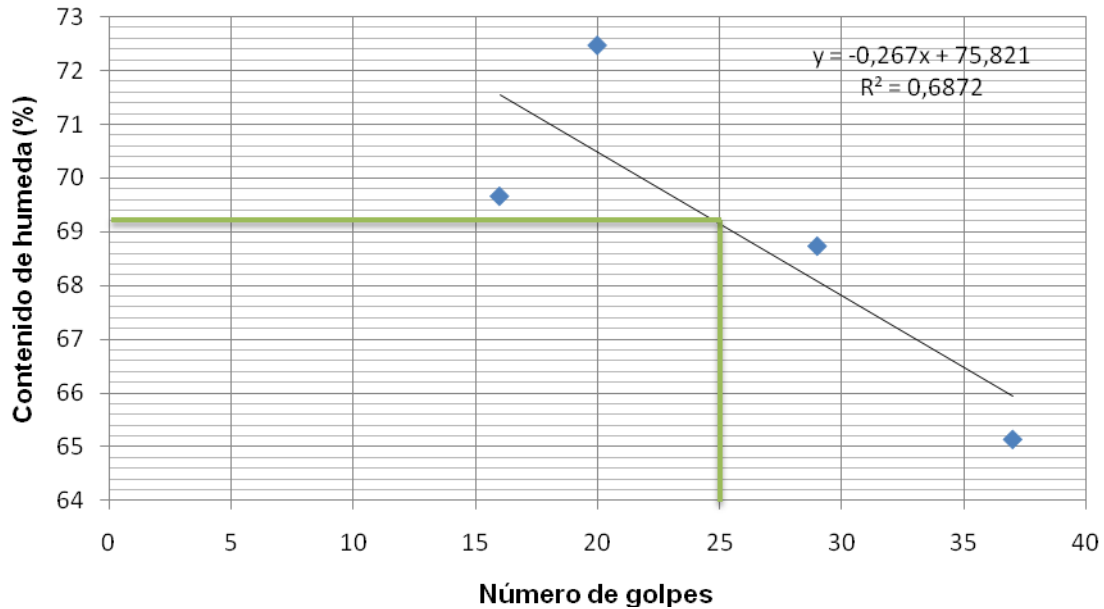


Gráfico 1. Contenido de humedad en función de número de golpes para determinar límite líquido suelo Heredia. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2007 , pegado como imagen

Por lo tanto el límite líquido para la muestra 1 suelo Heredia, corresponde a 69,2 redondeando LL= 69.

Muestra 2 Suelo Guadalupe.

En el siguiente cuadro se presentan cada punto con sus pesos, número de golpes y contenido de humedad respectivo.

Punto	W bandeja (g)	W muestra húmeda + bandeja (g)	W muestra seca + bandeja (g)	W muestra húmeda (g)	W muestra seca (g)	Golpes	Contenido de humedad %
1	7,08	27,73	20,38	20,65	13,31	30,00	55,2
2	6,83	25,94	19,13	19,11	12,30	26,00	55,4
3	6,83	28,17	20,54	21,34	13,71	22,00	55,6
4	6,97	31,07	22,43	24,10	15,47	16,00	55,8

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2007

A continuación se muestra el gráfico utilizado para determinar el límite líquido. Como se

menciono anteriormente corresponde al contenido de humedad a 25 golpes.

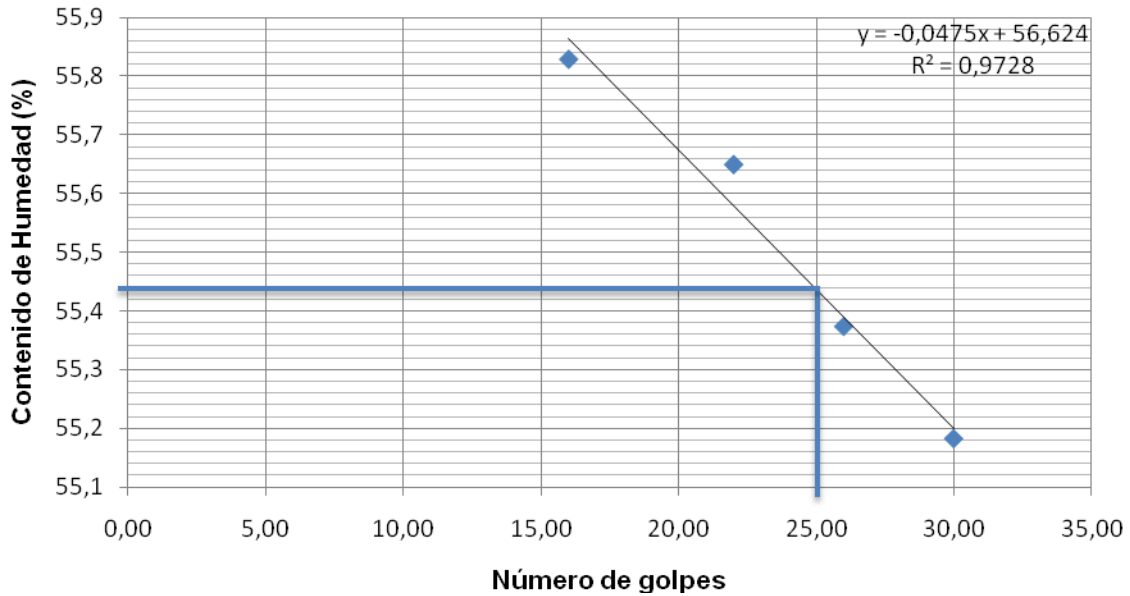


Gráfico 2. Contenido de humedad en función de número de golpes para determinar límite líquido suelo Guadalupe. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2007

Como se muestra en el gráfico 2, el límite líquido de la muestra 2 suelo Guadalupe es 55,42, redondeando LL= 55.

Muestra 3 Suelo Lindora.

En el siguiente cuadro se presentan cada punto con sus pesos, número de golpes y contenido de humedad respectivo.

Cuadro 5. Determinación del contenido de humedad y número de golpes para cada punto de la muestra 3 suelo Lindora.							
Punto	W bandeja (g)	W muestra húmeda + bandeja (g)	W muestra seca + bandeja (g)	W muestra húmeda (g)	W muestra seca (g)	Golpes	Contenido de humedad %
1	7,08	23,78	18,31	16,70	11,23	31	48,7
2	6,83	22,36	17,24	15,53	10,41	28	49,3
3	6,83	26,42	19,86	19,58	13,03	21	50,3
4	6,97	24,24	18,35	17,27	11,38	16	51,8

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2007

A continuación se muestra el gráfico utilizado para determinar el límite líquido. Como se

menciono anteriormente corresponde al contenido de humedad a 25 golpes.

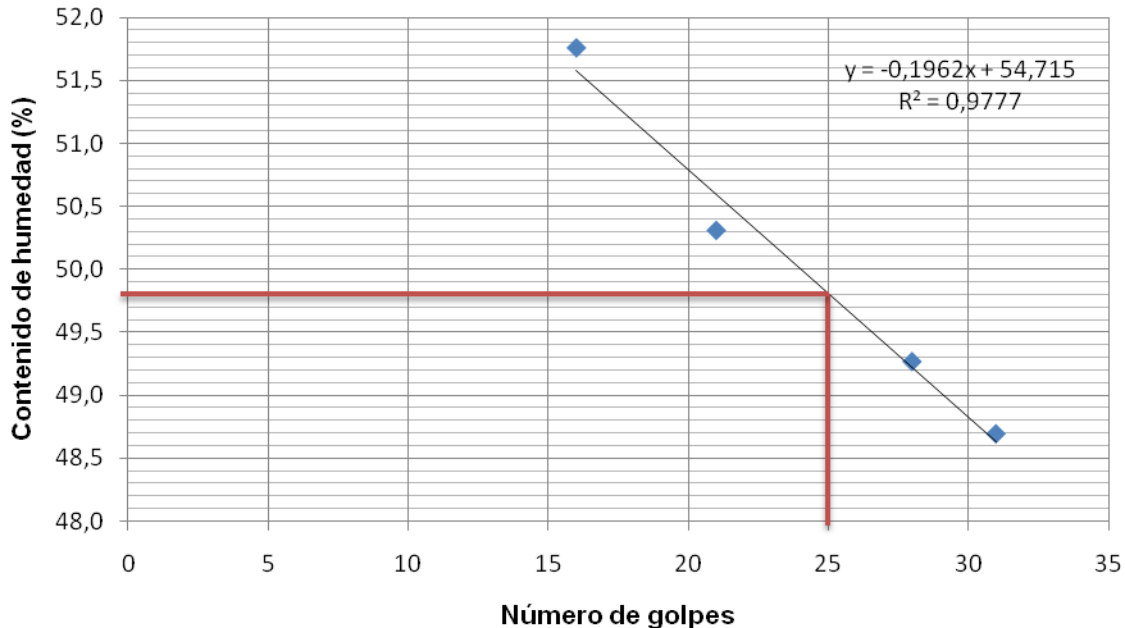


Gráfico 3. Contenido de humedad en función de número de golpes para determinar límite líquido suelo Lindora. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

Como se muestra en el gráfico 3, el límite líquido de la muestra 2 suelo Lindora es 49,80, redondeando LL= 50.

para determinar el contenido de humedad de donde se obtiene el límite plástico.

Asimismo se muestra el resultado del índice de plasticidad de cada muestra de suelo el cual se obtiene de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

Límite Plástico e índice de plasticidad.

Para obtener el límite plástico se requiere utilizar 50g del material preparado anteriormente. A continuación se muestran los cuadros para cada muestra de suelo, con los datos correspondientes

Muestra 1 Suelo Heredia

En el siguiente cuadro se presenta el límite plástico de la muestra de suelo Heredia, este se obtiene del promedio del contenido de humedad.

Cuadro 6. Determinación del límite plástico muestra 1 suelo Heredia.							
Punto	W bandeja (g)	W muestra húmeda + bandeja (g)	W muestra seca + bandeja (g)	W muestra húmeda (g)	W muestra seca (g)	Contenido de humedad %	Límite Plástico
1	5,85	12,42	10,09	6,57	4,24	55,04	56
2	6,13	15,92	12,41	9,80	6,28	55,87	
3	6,09	13,34	10,74	7,25	4,65	55,83	

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

Como se menciona anteriormente el límite líquido es de 69 y el límite plástico es 56, por lo tanto el índice plástico es 14.

Muestra 2 Suelo Guadalupe

En el siguiente cuadro se postula el dato de límite plástico para la muestra 2 suelo Guadalupe.

Punto	W bandeja (g)	W muestra húmeda + bandeja (g)	W muestra seca + bandeja (g)	W muestra húmeda (g)	W muestra seca (g)	Contenido de humedad %	Límite Plástico
1	6,77	13,95	11,84	7,18	5,08	41,49	42
2	6,78	12,55	10,84	5,77	4,06	42,29	
3	6,75	16,83	13,79	10,08	7,04	43,20	

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

El índice de plasticidad es de 13, obtenido de la diferencia entre 55 de límite líquido y 42 de límite plástico.

Muestra 3 Suelo Lindora

En el siguiente cuadro se muestran los datos necesarios para obtener el límite plástico de la muestra 3 Suelo Lindora. El índice plástico para esta muestra corresponde a $IP = 9$.

Punto	W bandeja (g)	W muestra húmeda + bandeja (g)	W muestra seca + bandeja (g)	W muestra húmeda (g)	W muestra seca (g)	Contenido de humedad %	Límite Plástico
1	6,77	15,00	12,70	8,23	5,94	38,60	40
2	6,78	16,97	14,04	10,19	7,26	40,38	
3	6,75	23,73	18,67	16,98	11,92	42,45	

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

Granulometría

Para efectuar esta prueba se requiere 500g del suelo de cada muestra, tamizado por la malla #4, este material después de un tiempo de saturación, debe ser lavado para eliminar los finos que pasan por el tamiz #200.

A continuación se muestran los cuadros con el porcentaje pasando del suelo analizado, según su tamaño de partícula. El tamaño varía de 2 mm a 0,008 mm de acuerdo al tamiz utilizado.

No obstante se muestran las curvas granulométricas las cuales fueron elaboradas con Microsoft Excel 2008.®.

Muestra 1 Suelo Heredia

El siguiente cuadro postula la cantidad de material que pasó por cada tamiz, después de haber sido lavado y secado, la muestra fue de 190,08 g con un contenido de humedad de 28,8%.

Cuadro 9. Porcentajes del material pasando cada tamiz para realizar la curva granulométrica suelo Heredia.					
Malla N°	Tamaño de las partículas (mm)	Peso retenido (g)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje pasando (%)
10	2	4,76	2,50	2,50	97,50
20	0,84	28,02	14,74	17,25	82,75
40	0,42	34,07	17,92	35,17	64,83
100	0,15	68,83	36,21	71,38	28,62
200	0,08	54,12	28,47	99,85	0,15
Charola		3,49	1,84	101,69	

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

El siguiente gráfico corresponde a la curva granulométrica de la muestra 1 Suelo Heredia, es

obtenido a partir de los resultados del cuadro anterior.

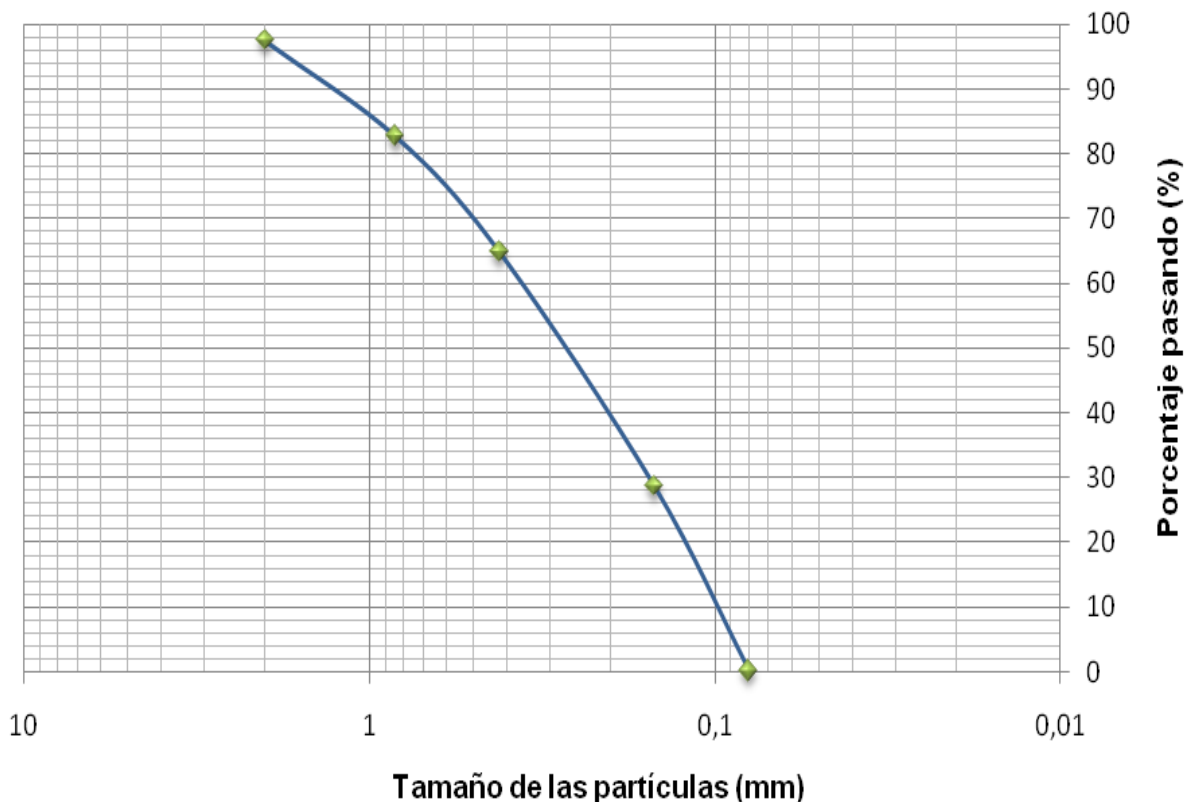


Gráfico 4. Curva granulométrica para la muestra 1 suelo Heredia. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 2 Suelo Guadalupe

La muestra 2 Suelo Guadalupe después de ser lavada y secada pesó 163,57 g con un contenido

de humedad de 31%. Seguidamente se muestra el cuadro con el porcentaje pasando por cada tamiz, requerido para la elaboración de la curva granulométrica, mostrada en el gráfico 5.

Cuadro 10. Porcentajes del material pasando cada tamiz para realizar la curva granulométrica suelo Guadalupe.					
Malla N°	Tamaño de las partículas (mm)	Peso retenido (g)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje pasando (%)
10	2	8,17	4,99	4,99	95,01
20	0,84	21,65	13,24	18,23	81,77
40	0,42	20,69	12,65	30,88	69,12
100	0,15	59,64	36,46	67,34	32,66
200	0,08	52,86	32,32	99,66	0,34
Charola		4,57	2,79	102,45	

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

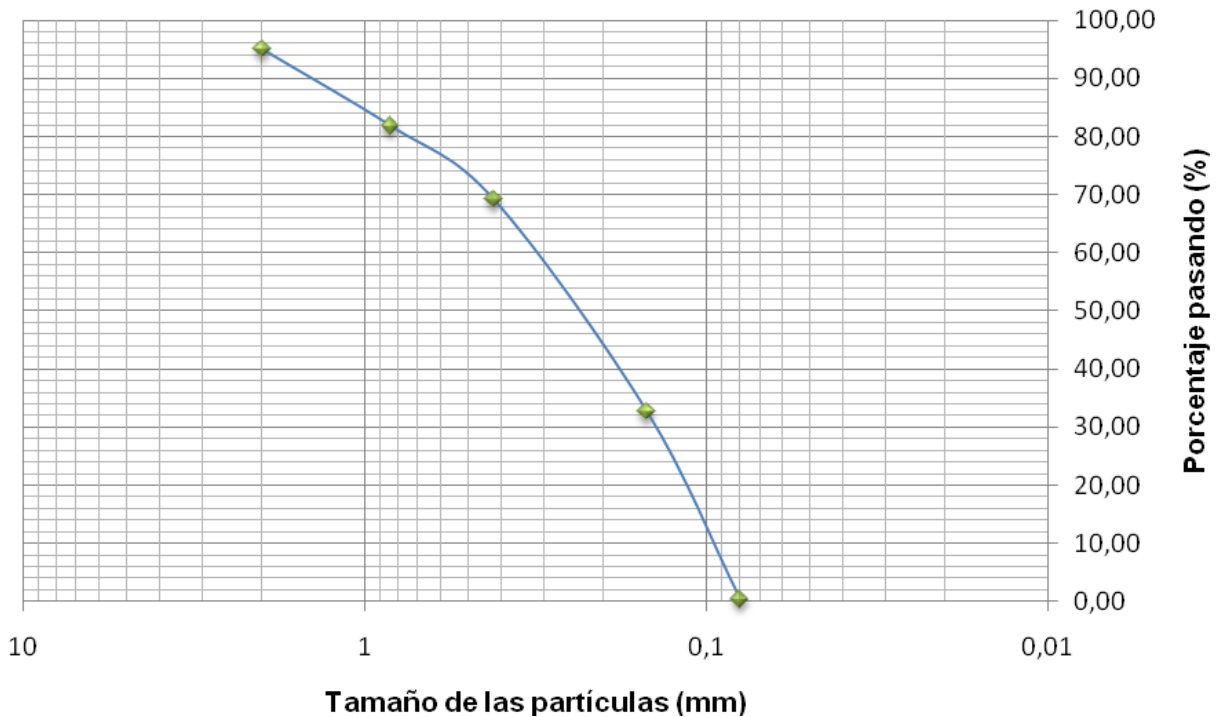


Gráfico 5. Curva granulométrica para la muestra 2 suelo Guadalupe. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 3 Suelo Lindora

La muestra 3 Suelo Lindora pesó 114,57 g después de ser lavada en la malla #200 y puesta a secar, con un contenido de humedad de 17,1%.

A continuación se presenta los porcentajes del material pasando por las mallas de la N°10 a la N°200, con lo que se determina la curva granulométrica postulada en el gráfico 6.

Cuadro 11. Porcentajes del material pasando cada tamiz para realizar la curva granulométrica suelo Lindora.					
Malla N°	Tamaño de las partículas (mm)	Peso retenido (g)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje pasando (%)
10	2	8,32	7,26	7,26	92,74
20	0,84	8,91	7,78	15,04	84,96
40	0,42	9,72	8,48	23,52	76,48
100	0,15	29,78	25,99	49,52	50,48
200	0,08	56,48	49,30	98,81	1,19
Charola		3,44	3,00	101,82	

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

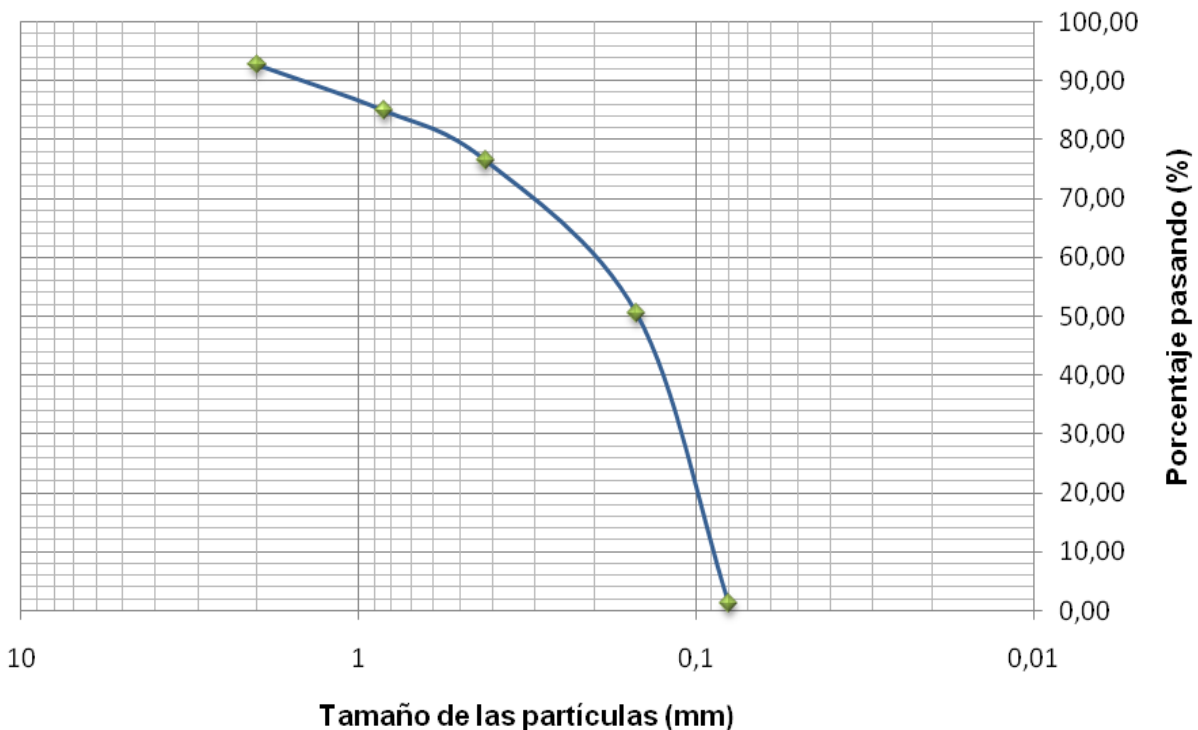


Gráfico 6. Curva granulométrica para la muestra 3 suelo Lindora. Elaboración de la sustentante.

Sistema Unificado de Clasificación del Suelo SUCS

Para realizar la clasificación de las tres muestras de suelos mediante el método SUCS, se deben utilizar los datos mencionados anteriormente tales como el índice de plástico, el límite líquido y el porcentaje de material pasando la malla N°200.

Cabe destacar que el material utilizado en el ensayo de granulometría es lavado por la malla N°200, por lo tanto para su clasificación se toma en cuenta esa parte de la muestra que fue eliminada mas el porcentaje pasando por el tamiz N°200.

En el cuadro 12 se postula el lugar de ubicación de cada muestra y el tipo de suelo con el que se cuenta.

Cuadro 12. Clasificación del tipo de suelo de las tres muestras utilizadas de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos			
Muestra	Lugar de extracción	Clasificación SUCS	
1	Santa Barbará, Heredia	OH	Arcillas orgánicas
2	El Alto de Guadalupe, San José	MH	Limos arcillosos
3	Pozos de Santa Ana, San José	ML	Arenas finas limosas

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

Proctor Estándar

Para elaborar cada punto de la curva, se utilizo 3 kg de material, la cantidad de agua vario más menos 2,5% y 5% del agua utilizada en el punto óptimo, el cual se obtiene empíricamente al formar un terrón.

Un punto se refiere a un cilindro de suelo elaborado en tres capas, a 25 golpes cada capa.

Se realizaron 6 puntos para cada muestra de suelo, no obstante se escogieron 5 puntos para darle mejor ajuste a la curva de compactación.

El mismo molde fue utilizado para efectuar todos los puntos, cuyas dimensiones son 10,125 cm de diámetro y 11,645 cm de altura.

A continuación se muestran los cuadros con las densidades húmedas y secas obtenidas para cada punto con su respectivo contenido de humedad. Asimismo se adjuntan los gráficos con la curva de compactación para cada muestra de suelo.

Los gráficos fueron realizados con el programa Microsoft Excel 2008 ®.

Muestra 1 Suelo Heredia

De acuerdo a la curva de compactación la densidad seca máxima es de 1,099 g/cm³ con un contenido de humedad de 42,1%.

Cuadro 13. Datos de densidad y contenido de humedad para cada punto del proctor estándar muestra 1 suelo Heredia.					
Punto	Volumen Molde (cm ³)	Peso muestra (kg)	Densidad Húmeda (g/cm ³)	Densidad seca (g/cm ³)	Contenido de Humedad (%)
1	937,604	1,451	1,548	1,095	41%
2		1,473	1,571	1,102	43%
3		1,460	1,557	1,094	42%
4		1,462	1,559	1,085	44%
5		1,453	1,550	1,074	44%

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

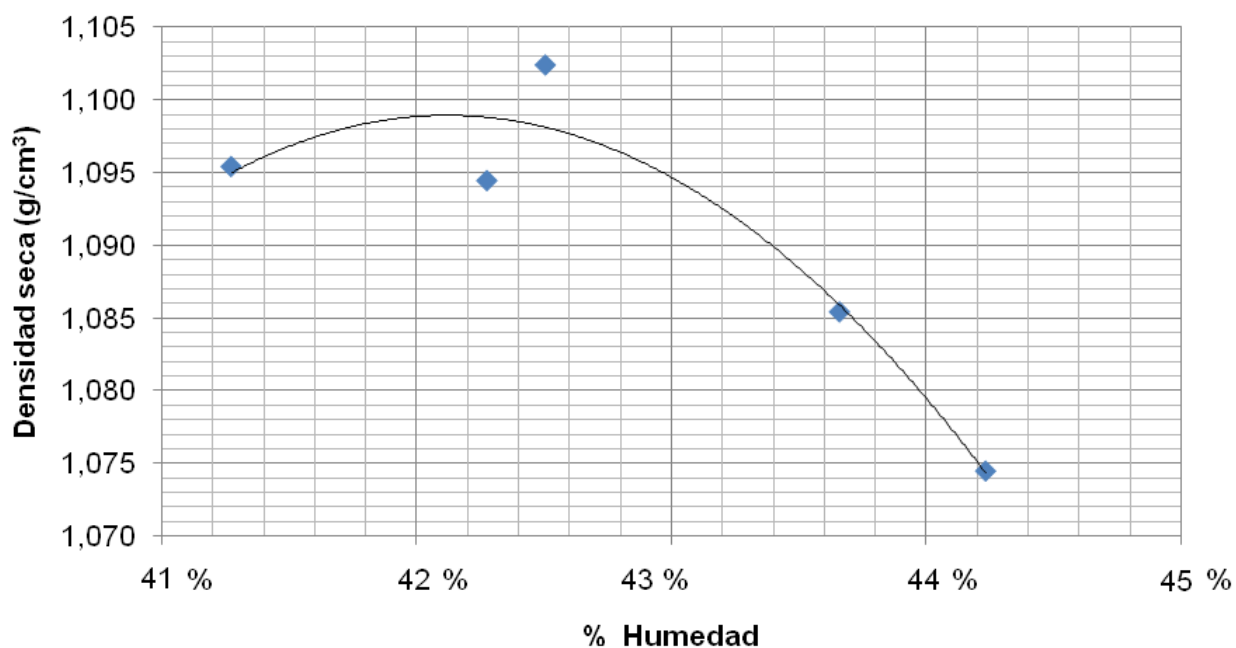


Gráfico 7. Curva de compactación suelo Heredia, densidad seca en función del contenido de humedad. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 2 Suelo Guadalupe

obtiene una densidad seca máxima de 1,113 g/cm³ y un contenido de humedad de 43,2%.

El cuadro 14 presenta los datos requeridos para formar la curva de compactación de la cual se

Cuadro 14. Datos de densidad y contenido de humedad para cada punto del proctor estándar muestra 2 suelo Guadalupe.					
Punto	Volumen Molde (cm ³)	Peso muestra (kg)	Densidad Húmeda (g/cm ³)	Densidad seca (g/cm ³)	Contenido de Humedad (%)
1	937,604	1,466	1,564	1,079	45%
2		1,399	1,492	1,059	41%
3		1,461	1,558	1,077	45%
4		1,491	1,590	1,103	44%

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

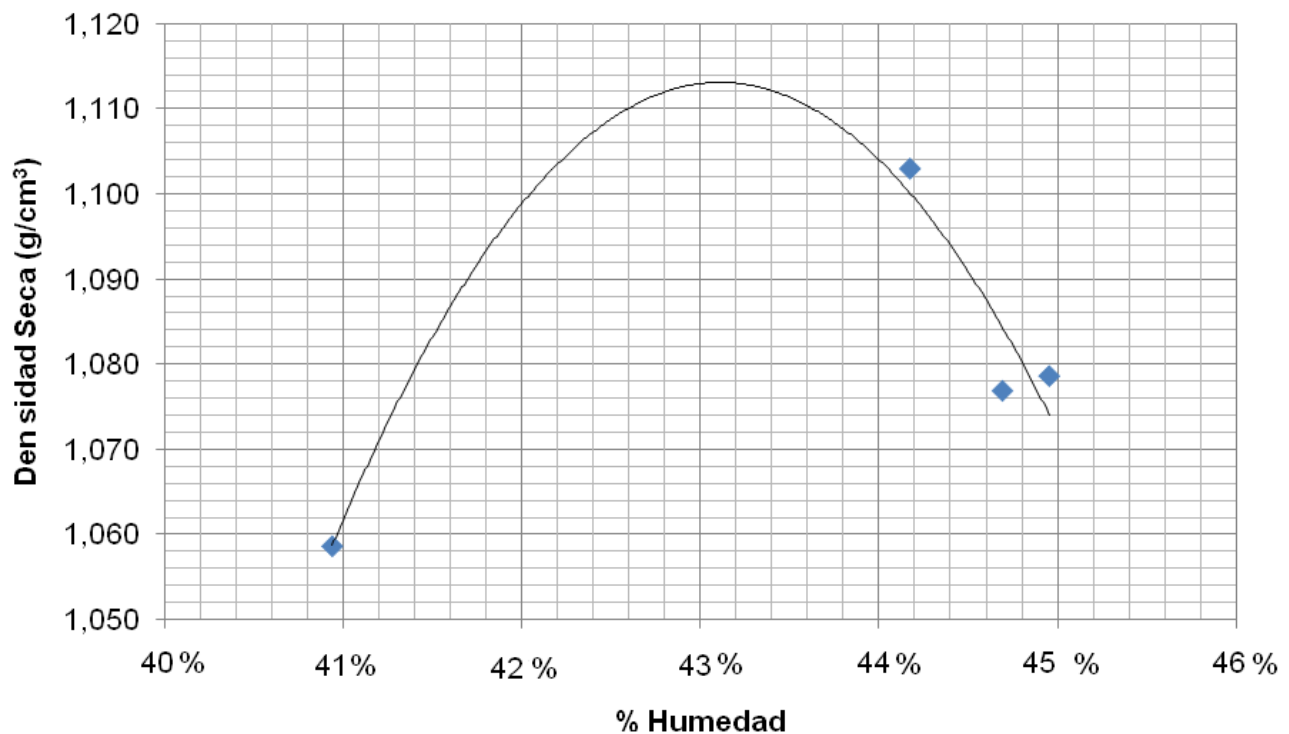


Gráfico 8. Curva de compactación, densidad seca en función del contenido de humedad. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 3 Suelo Lindora

vértice de la curva de compactación, la cual se construye a partir de los datos del cuadro 15.

La densidad seca máxima es 1,350 g/cm³ y un contenido de humedad de 30% de acuerdo al

Cuadro 15. Datos de densidad y contenido de humedad para cada punto del proctor estándar muestra 3 suelo Lindora.					
Punto	Volumen Molde (cm ³)	Peso muestra (kg)	Densidad Húmeda (g/cm ³)	Densidad seca (g/cm ³)	Contenido de Humedad (%)
1	937,604	1,491	1,590	1,171	36%
2		1,525	1,626	1,286	27%
3		1,579	1,684	1,259	34%
4		1,580	1,685	1,248	35%
5		1,375	1,467	1,068	37%

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

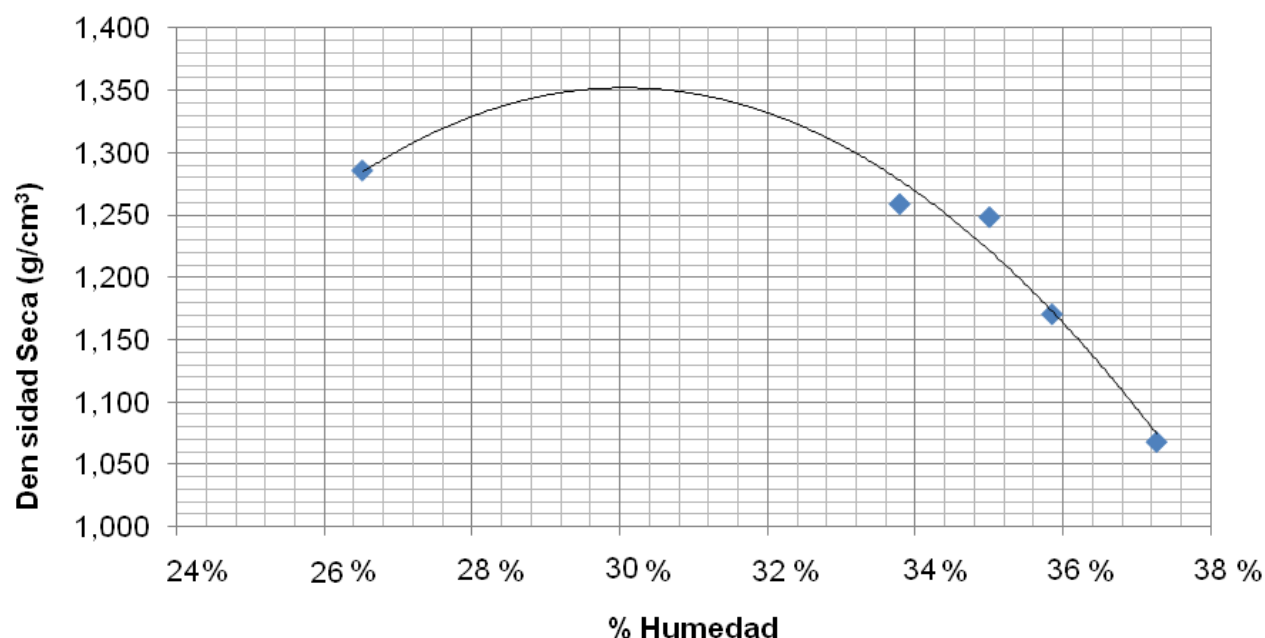


Gráfico 9. Curva de compactación, densidad seca en función del contenido de humedad. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

Compresión inconfiada

Se trabajó con dos relaciones de vacío por cada uno de los suelos, las cuales se mantienen constantes así variando la cantidad de material y de agua necesaria para efectuar la probeta. Por

cada relación de vacíos se analizan 5 diferentes saturaciones.

La compactación del cilindro se realizó por el método de subcompactación postulado por Ladd (1978) mencionado anteriormente, utilizando las ecuaciones 18 y 19.

A continuación se presenta los resultados de dicho método con lo que se estableció la altura por capa para conformar los 30 cilindros en total.

Cuadro 16. Datos requeridos para calcular el porcentaje de subcompactación					
Capa	Porcentaje de subcompactación para primera capa	Porcentaje de subcompactación para última capa	Capa donde se trabaja	Número total de capas	Porcentaje de subcompactación
1	10%	0%	1	6	10%
2	10%	0%	2		8%
3	10%	0%	3		6%
4	10%	0%	4		4%
5	10%	0%	5		2%
6	10%	0%	6		0%

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

Cuadro 17. Determinación de la altura máxima por capa según método de subcompactación.					
Capa	Altura total del espécimen (cm)	Número total de capas	Capa donde se trabaja	Porcentaje de subcompactación	Altura máxima por capa (cm)
1	10,59	6	1	10%	1,94
2			2	8%	3,67
3			3	6%	5,40
4			4	4%	7,13
5			5	2%	8,86
6			6	0%	10,59

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

Se presentan los esfuerzos máximos de cada probeta, con su respectiva saturación, densidad y esfuerzo cortante. Los esfuerzos obtenidos del ensayo de compresión inconfiada de cada espécimen se adjuntan en la sección de apéndices. A su vez se muestran los gráficos de esfuerzo en función de la deformación axial y el círculo de Mohr para el esfuerzo máximo y esfuerzo cortante de cada probeta de una muestra de suelo, elaborado en el programa Autocad 2008 ®.

La deformación unitaria es calculada mediante la ecuación 20, asimismo el esfuerzo último (q_u) se obtiene de la ecuación 22.

Muestra 1 Suelo Heredia

Para cada muestra de suelo se trabajó con dos relaciones de vacíos, de cada una de estas se realizan 5 probetas. No obstante si la relación de vacíos no era la esperada o cercana, la probeta es eliminada.

A continuación se presentan los esfuerzos máximos y esfuerzos cortantes para 5 probetas con una relación de vacíos de 1,06.

El gráfico esfuerzo deformación es realizado con los datos completos del ensayo adjuntos en la sección apéndices.

Cuadro 18. Esfuerzo máximo obtenido del ensayo de compresión inconfiada. $e = 1,06$				
Probeta	Saturación	Peso específico γ_t (kN/m ³)	Esfuerzo último q_u (kPa)	Resistencia cortante no drenada S_u (kPa)
1	52%	15,08	165,32	82,66
2	56%	15,30	120,73	60,36
3	73%	16,77	115,27	57,63
4	77%	16,99	84,74	42,37
5	78%	16,51	64,98	32,49

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

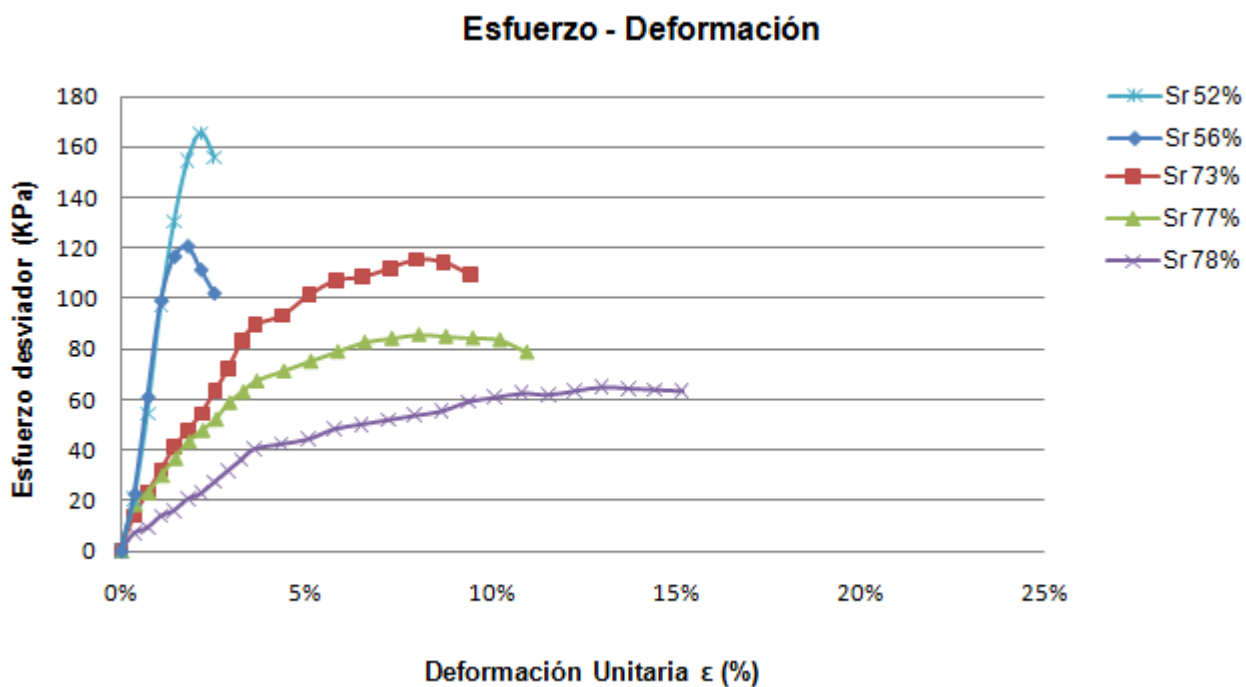


Gráfico 10. Curvas de esfuerzo en función de la deformación de probetas a diferentes saturaciones de la muestra 1 suelo Heredia $e=1,06$. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

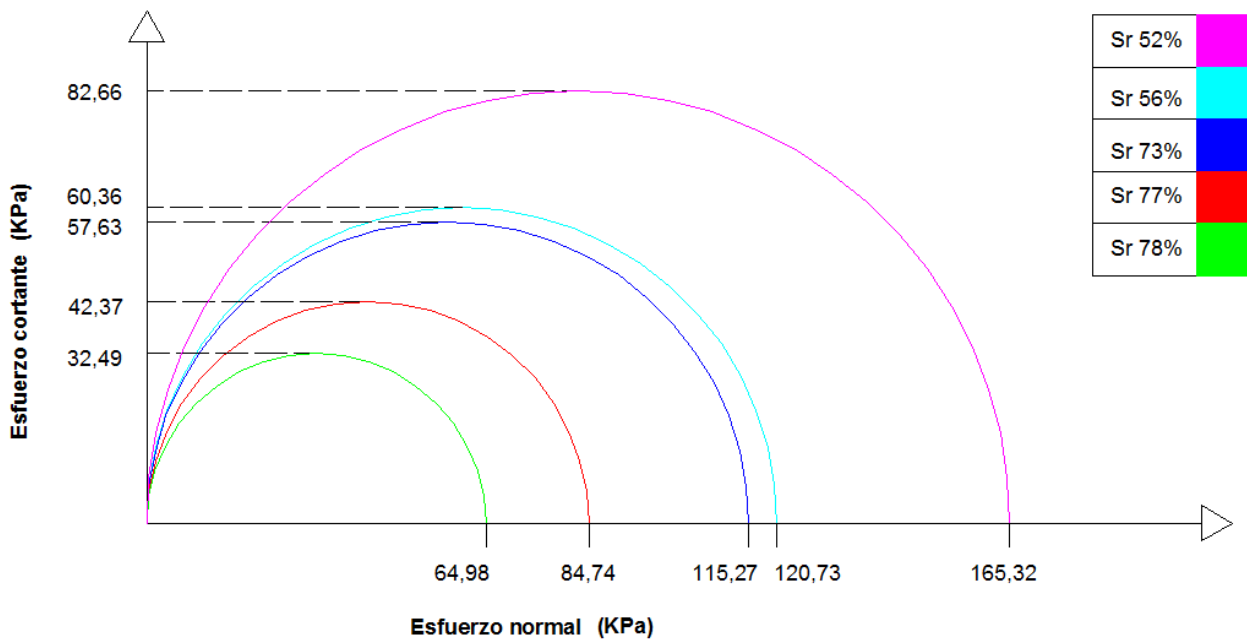


Gráfico 11. Circulo de Mohr del esfuerzo maximo para cada especimen de la muestra 1 suelo Heredia e=1,06. Elaboración de la sustentante. Programa Paint

Cuadro 19. Esfuerzo máximo obtenido del ensayo de compresión inconfiada. e =1,00				
Probeta	Saturación	Peso específico γ_t (kN/m ³)	Esfuerzo último q_u (kPa)	Resistencia cortante no drenada S_u (kPa)
1	50%	15,70	261,81	130,90
2	55%	15,82	163,20	81,60
3	67%	16,39	132,38	66,19
4	79%	17,35	120,60	60,30

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

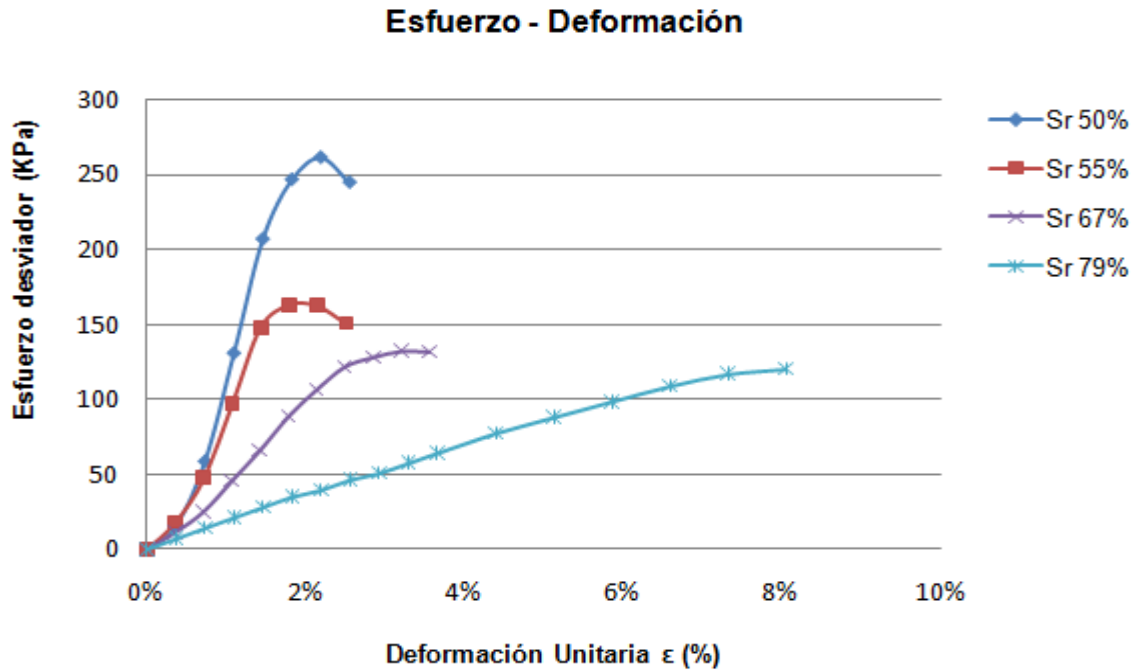


Gráfico 12. Curvas de esfuerzo en función de la deformación de probetas a diferentes saturaciones de la muestra 1 suelo Heredia $e=1,00$. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

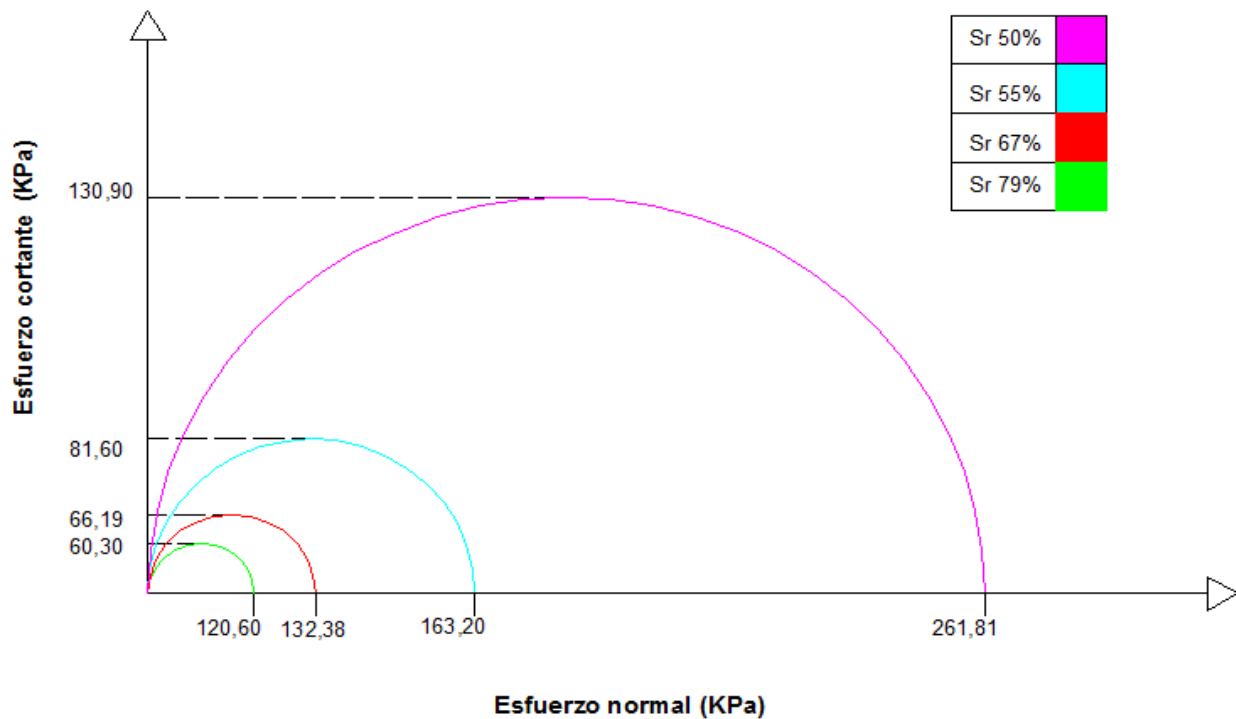


Gráfico 13. Circulo de Mohr del esfuerzo maximo para cada especimen de la muestra 1 suelo Heredia $e=1,00$. Elaboración de la sustentante.

Muestra 2 Suelo Guadalupe

Las relaciones de vacíos utilizadas son de 1,10 y 0,93 con un total de 5 y 4 probetas respectivamente. Posteriormente se muestra el

cuadro con los esfuerzos máximos obtenidos del ensayo con los que se efectúa el círculo de Mohr, el gráfico de las curvas esfuerzo normal en función de la deformación se elaboró con los datos adjuntos en la sección de apéndices.

Cuadro 20. Esfuerzo máximo y esfuerzo cortante para muestras a diferentes saturaciones. $e = 1,10$				
Probeta	Saturación	Peso específico γ_t (kN/m ³)	Esfuerzo último q_u (kPa)	Resistencia cortante no drenada S_u (kPa)
1	49%	14,78	131,15	65,58
2	50%	14,75	108,35	54,18
3	58%	15,37	107,07	53,54
4	68%	16,22	115,49	57,75
5	69%	16,31	89,02	44,51

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

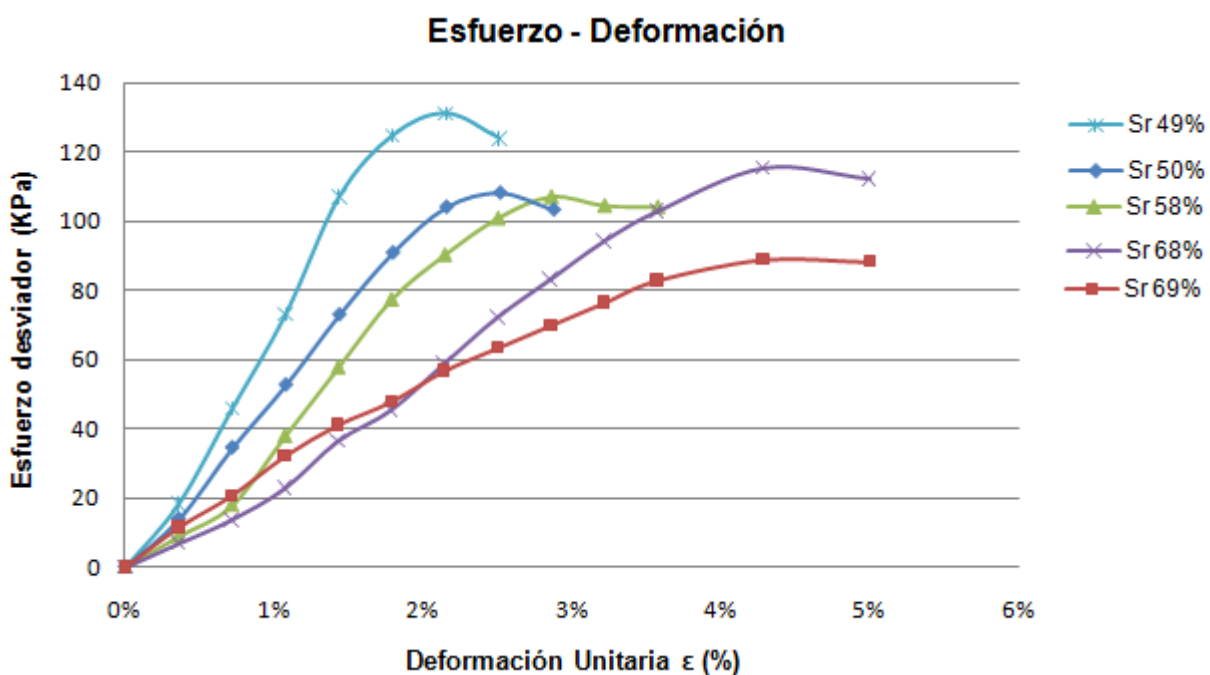


Gráfico 14. Curvas de esfuerzo en función de la deformación de probetas a diferentes saturaciones de la muestra 2 suelo Guadalupe $e=1,10$. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

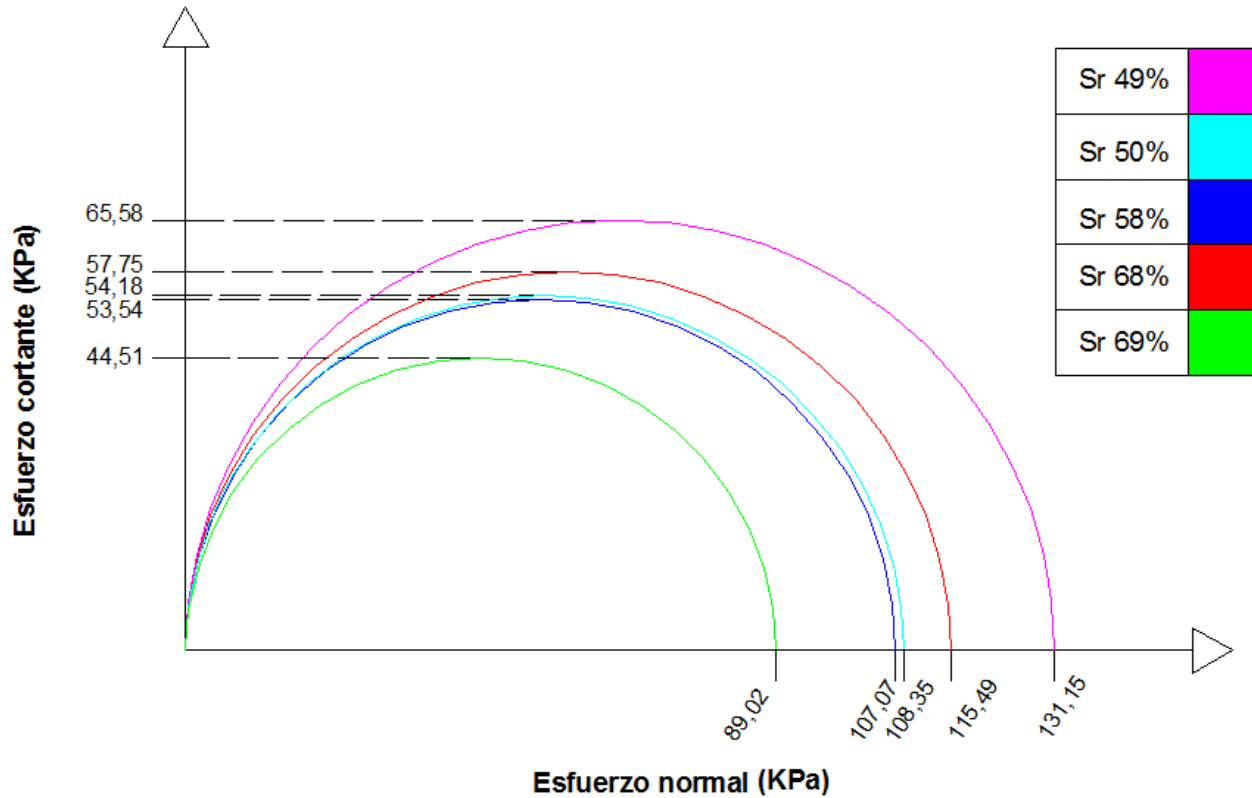


Gráfico 15. Circulo de Mohr del esfuerzo máximo para cada espécimen de la muestra 2 suelo Guadalupe e=1,10. Elaboración de la sustentante.

Cuadro 21. Esfuerzo máximo y esfuerzo cortante para muestras a diferentes saturaciones.				
e =0,93				
Probeta	Saturación	Peso específico γ_t (kN/m ³)	Esfuerzo último q_u (kPa)	Resistencia cortante no drenada S_u (kPa)
1	57%	16,02	131,13	65,57
2	67%	16,94	113,49	56,74
3	76%	17,40	67,62	33,81
4	80%	17,77	82,92	41,46

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

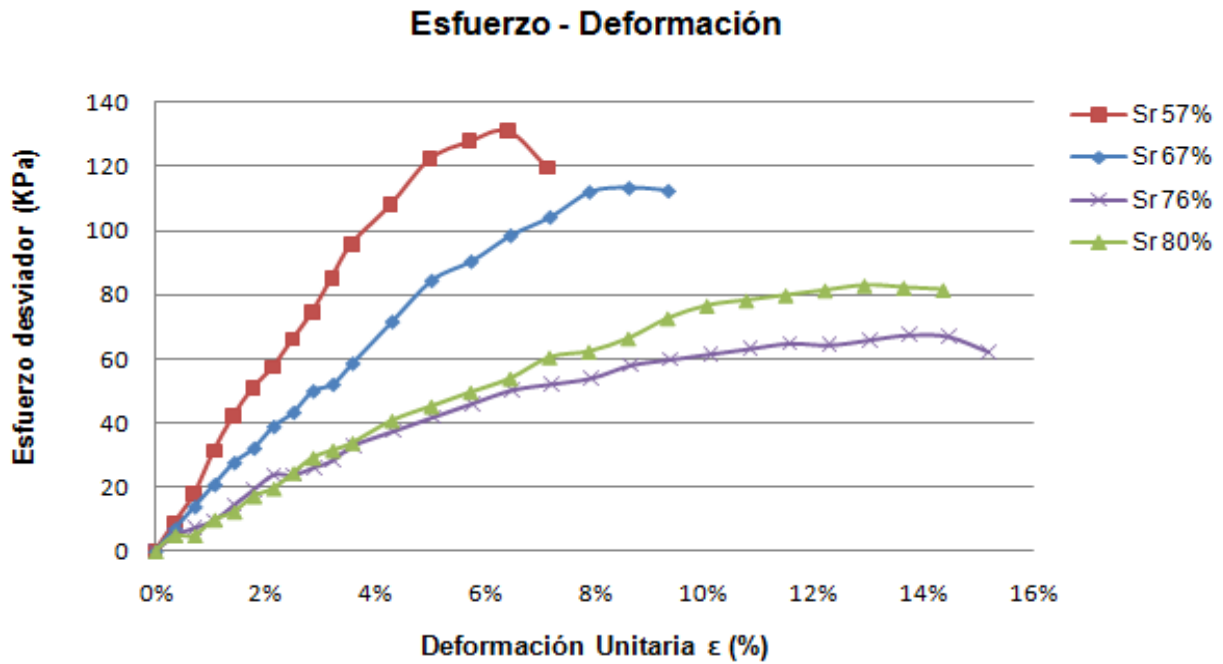


Gráfico 16. Curvas de esfuerzo en función de la deformación de probetas a diferentes saturaciones de la muestra 2 suelo Guadalupe $e=0,93$. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

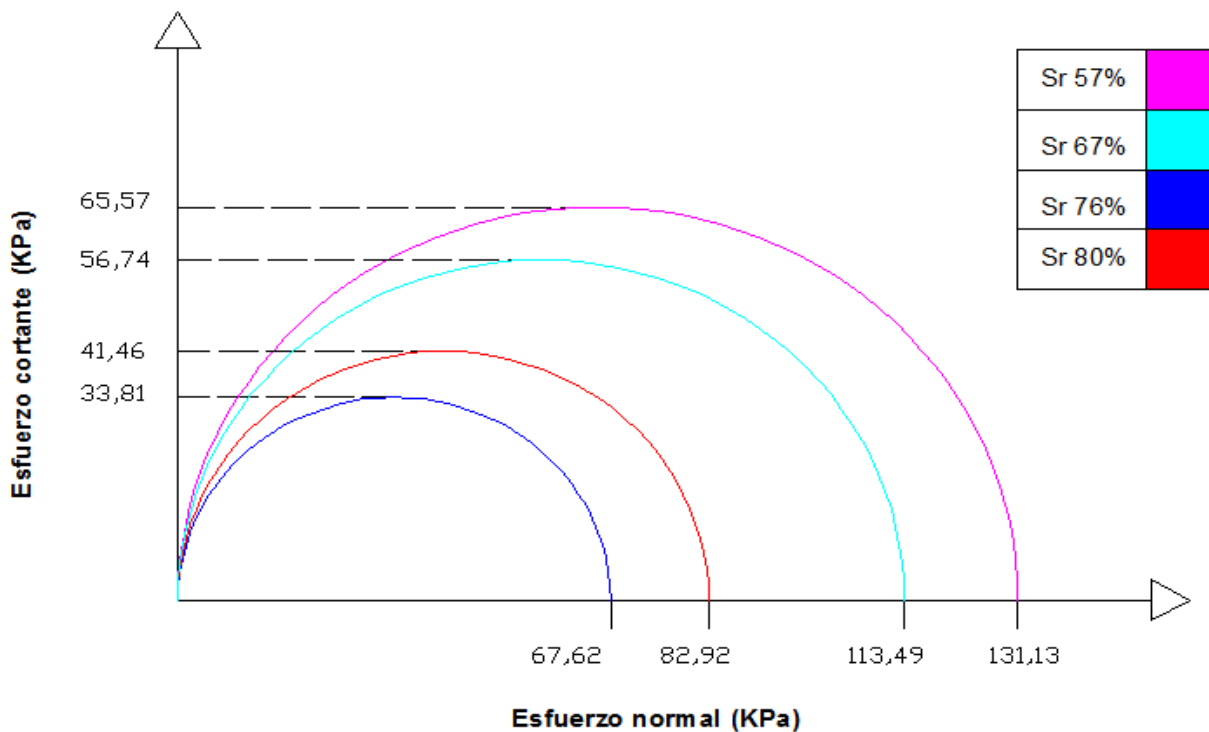


Gráfico 17. Circulo de Mohr del esfuerzo máximo para cada espécimen de la muestra 2 suelo Guadalupe $e=0,93$. Elaboración de la sustentante.

Muestra 3 Suelo Lindora

En ensayo de compresión inconfiada para esta muestra se realizó para relaciones de vacíos de 0,95 y 0,88. Se eliminaron todas aquellas probetas que no cumplían con la relación de vacíos establecida.

Cabe destacar que el gráfico de esfuerzo de compresión inconfiada versus deformación se

realizó con los datos obtenidos del ensayo de compresión simple, los cuales están adjuntos en la sección de apéndices. Las curvas corresponden a probetas del mismo suelo a diferentes saturaciones.

A continuación se muestran los cuadros resumen con los esfuerzos máximos por espécimen, para cada relación de vacíos utilizada.

Cuadro 22. Esfuerzo máximo y esfuerzo cortante para muestras a diferentes saturaciones. $e = 0,95$				
Probeta	Saturación	Peso específico γ_t (kN/m ³)	Esfuerzo último q_u (kPa)	Resistencia cortante no drenada S_u (kPa)
1	43%	14,75	132,91	66,46
2	53%	16,01	151,54	75,77
3	54%	15,87	116,49	58,24
4	61%	16,41	107,23	53,61
5	70%	16,78	61,39	30,70
6	76%	17,36	33,57	16,79

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

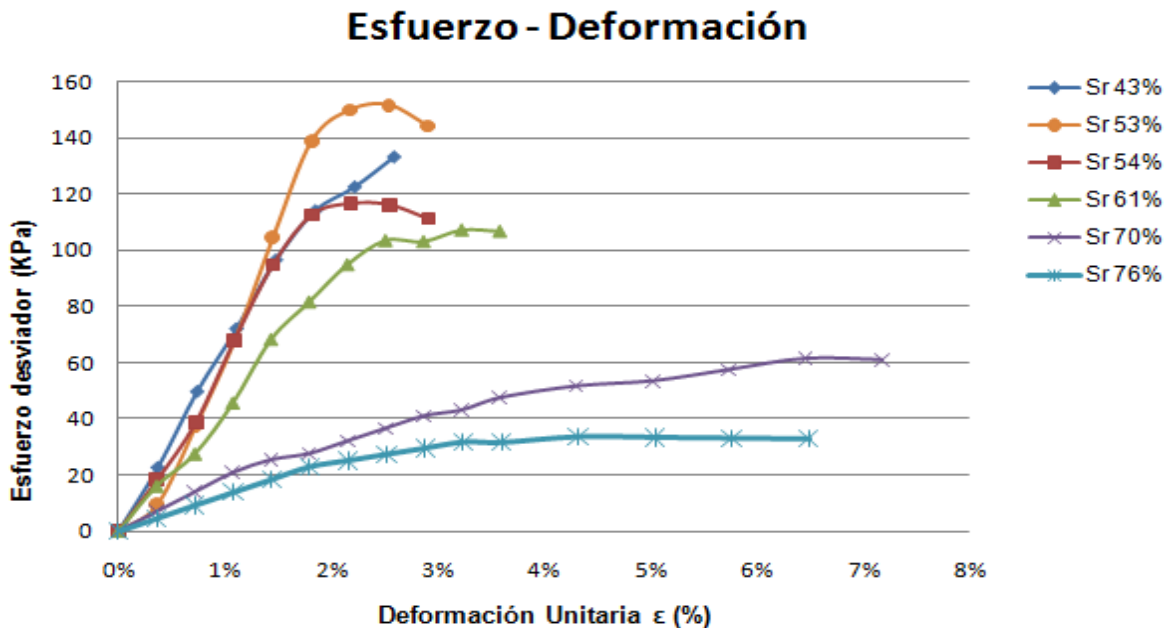


Gráfico 18. Curvas de esfuerzo en función de la deformación de probetas a diferentes saturaciones de la muestra 3 suelo Lindora $e=0,95$. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

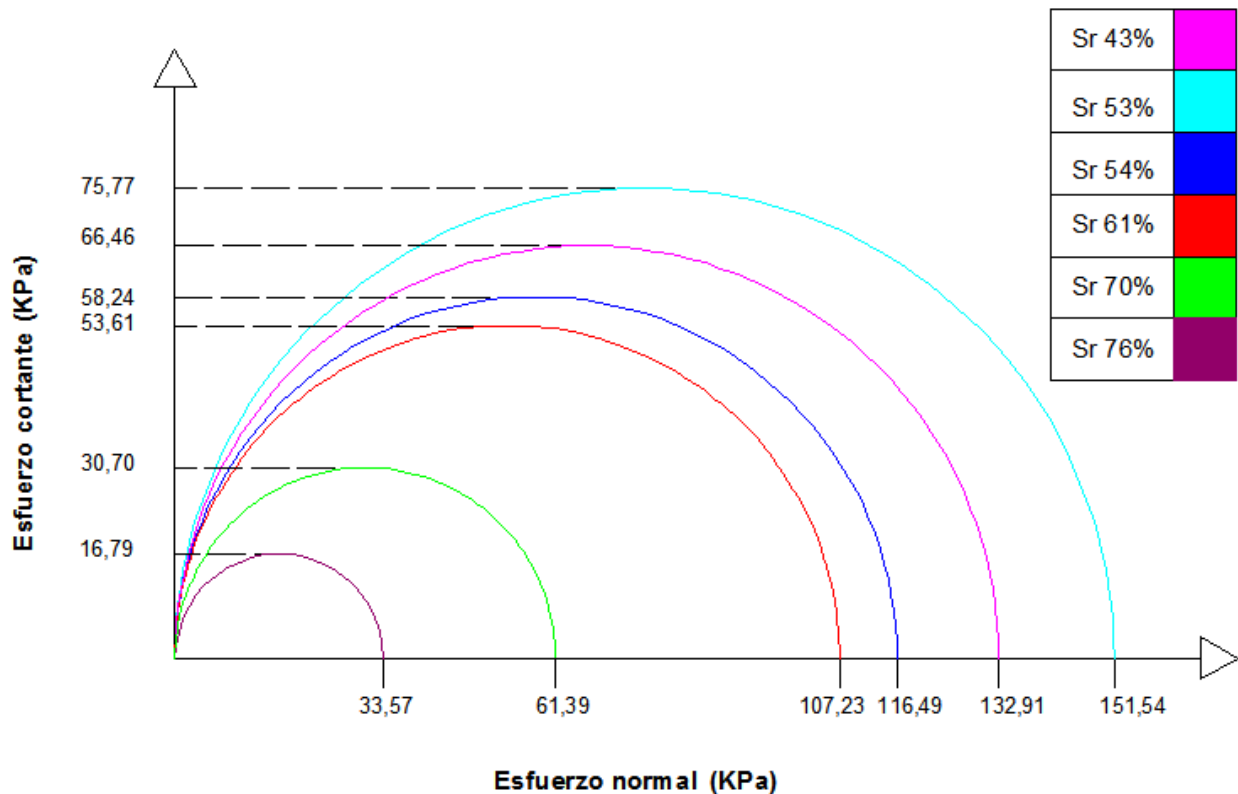


Gráfico 19. Circulo de Mohr del esfuerzo máximo para cada especimen de la muestra 3 suelo Lindora $e=0,95$. Elaboración de la sustentante.

Cuadro 23. Esfuerzo máximo y esfuerzo cortante para muestras a diferentes saturaciones.					
$e = 0,88$					
Probeta	Saturación	Peso específico (kN/m^3)	γ_t	Esfuerzo último q_u (kPa)	Resistencia cortante no drenada S_u (kPa)
1	61%	16,51		71,71	35,85
2	71%	17,43		98,51	49,26
3	84%	17,72		52,43	26,21

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

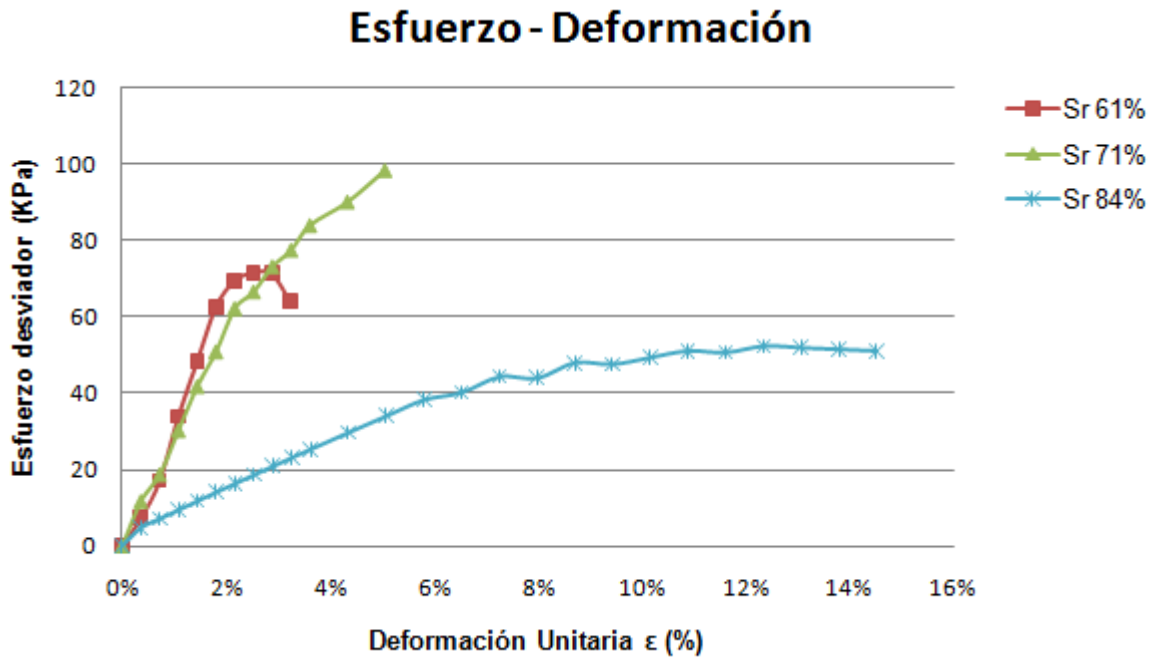


Gráfico 20. Curvas de esfuerzo en función de la deformación de probetas a diferentes saturaciones de la muestra 3 suelo Lindora $e=0,88$. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

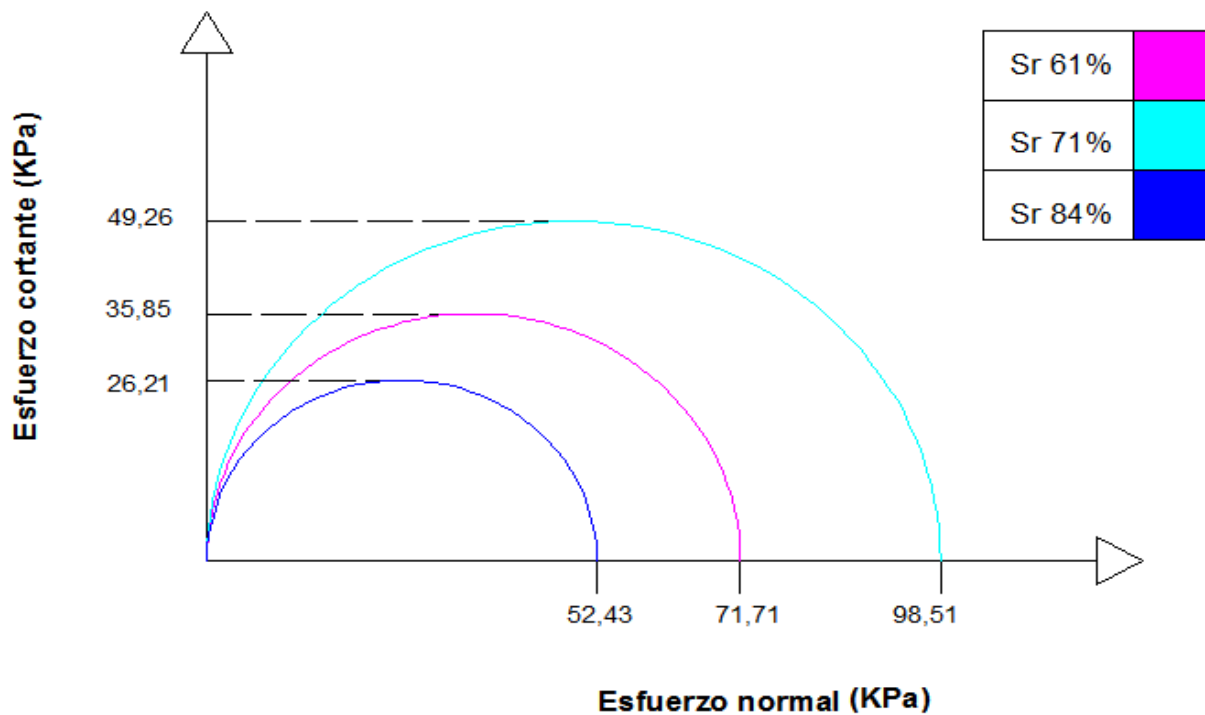


Gráfico 21. Circulo de Mohr del esfuerzo máximo para cada espécimen de la muestra 3 suelo Lindora $e=0,88$. Elaboración de la sustentante.

Compresión triaxial no consolidado no drenado

Las probetas se realizaron con 6 capas y los golpes variaron según el material, ya que se esperaba una densidad del 95% de la densidad seca máxima.

El ensayo se realizó en el laboratorio de materiales y geotecnia del Ministerio de Obras Públicas y Transporte, no obstante las probetas se construyeron en el laboratorio de suelos de la Escuela de Ingeniería en Construcción del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

La información de diámetro, altura, densidad y relación de vacíos de cada probeta, así como los datos obtenidos de la prueba de compresión triaxial de cada suelo se adjunta en la sección de apéndices.

A continuación se presentan los esfuerzos máximos σ_1 , σ_3 y esfuerzo desviador de cada muestra de suelo, con su respectivo gráfico

de esfuerzo desviador versus deformación y el círculo de Mohr con todos los esfuerzos mencionados y determinación de la resistencia no drenada.

Muestra 1 Suelo Heredia

El espécimen utilizado posee 7,05cm de diámetro, 14,50cm de altura y una densidad húmeda de 14,57kN/m³. La relación de vacíos es de 1,51, la cual no es comparable con los resultados de compresión simple.

La probeta duro 4 días en lograr la saturación al 100% después de este periodo se procedió a realizar el ensayo. Asimismo, se utilizó 276 kPa como presión de cámara.

En el siguiente cuadro se muestran los resultados máximos obtenidos del ensayo. El gráfico esfuerzo desviador versus deformación se realiza con todos los datos del ensayo adjuntos en la sección de apéndices.

Cuadro 24. Esfuerzos máximos obtenidos del ensayo triaxial UU.			
σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	$\sigma_{\text{desviador}}$ (kPa)	Cohesión (kPa)
560,45	275,60	284,85	142,42

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

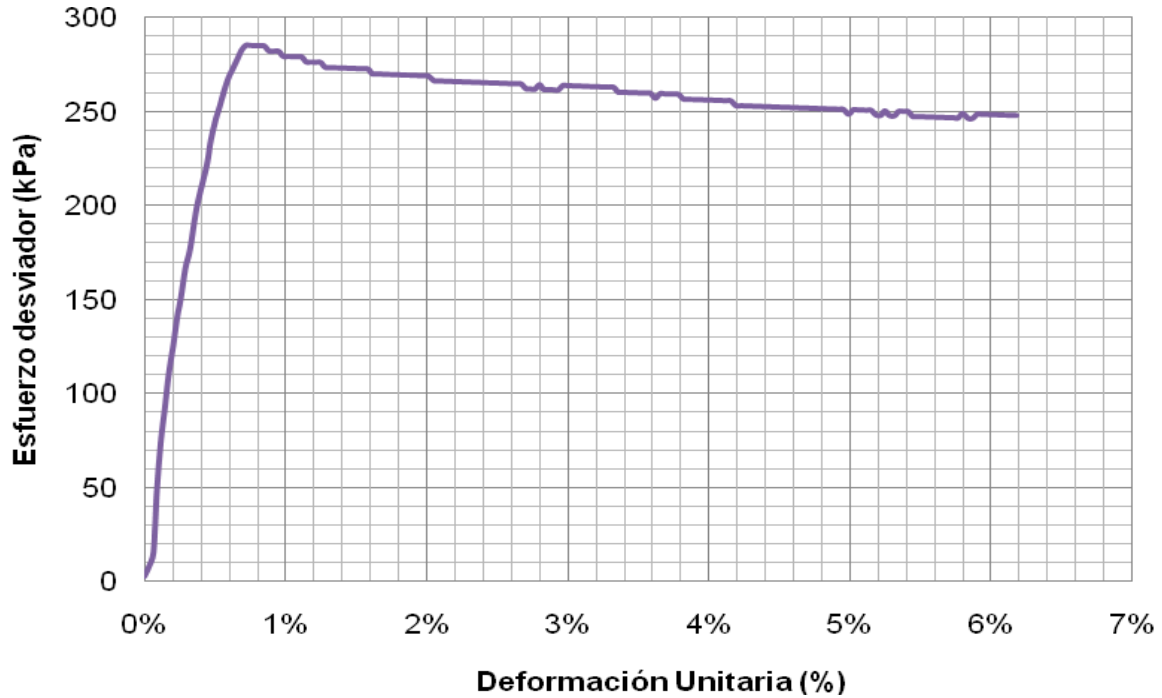


Gráfico 22. Curva de esfuerzo desviador en función de la deformación unitaria del ensayo triaxial UU para una muestra de suelo saturada al 100%. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

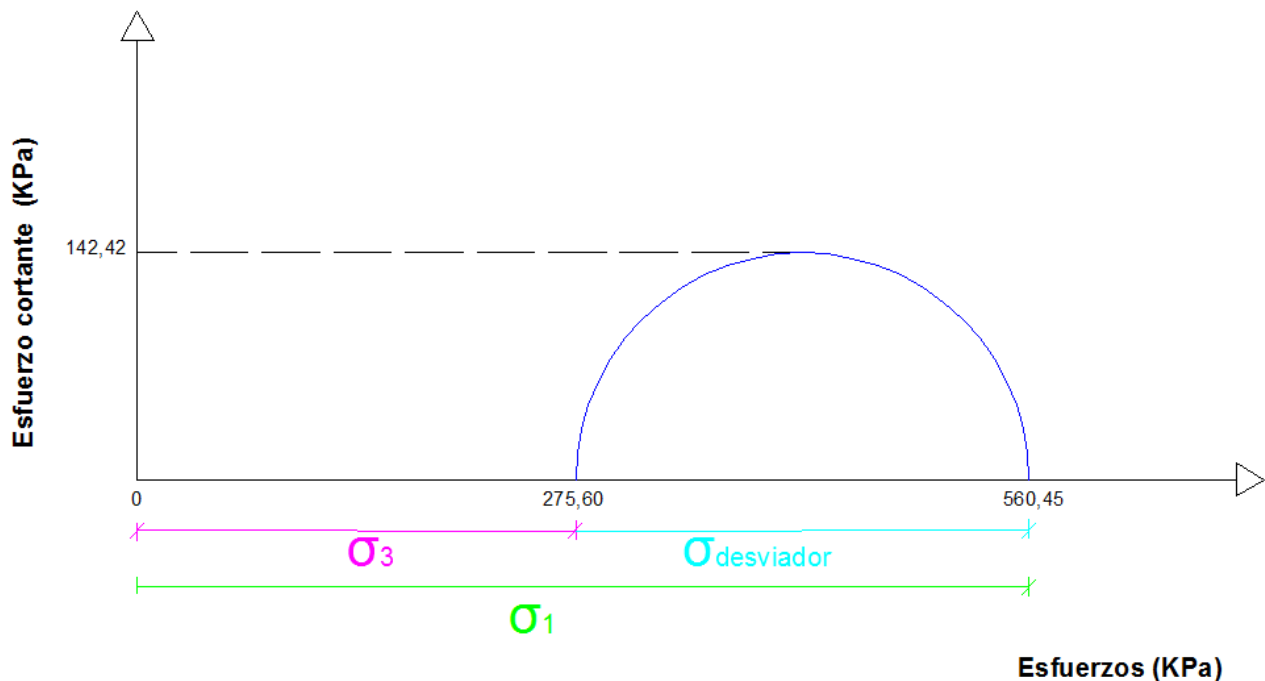


Gráfico 23. Circulo de Mohr para esfuerzos máximos y esfuerzo cortante del espécimen utilizado en ensayo triaxial UU, muestra 1 Suelo Heredia. Elaboración de la sustentante.

Muestra 2 Suelo Guadalupe

La probeta conformada cuenta con 7,03cm de diámetro, 13,83cm de altura y una densidad húmeda de 15,75 kN/m³. La relación de vacíos es de 1,32, la cual no es comparable con la relación de vacíos utilizada en el ensayo de compresión simple.

La presión de cámara utilizada fue de 276 kPa. Asimismo el espécimen duro 5 días saturando al 100%. Para evaluar la saturación de

la muestra se calcula el parámetro B de Skempton, una vez saturad, se procede a fallar la muestra.

Posteriormente, se muestra el cuadro con el esfuerzo desviador máximo al cual fue sometida la muestra, así como el esfuerzo σ_1 y σ_3 y la cohesión obtenida a partir del círculo de Mohr. También se adjunta el gráfico esfuerzo desviador versus deformación obtenido de todos los datos del ensayo triaxial UU.

Cuadro 25. Esfuerzos máximos obtenidos del ensayo triaxial UU.			
σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	$\sigma_{\text{desviador}}$ (kPa)	Cohesión (kPa)
752,02	275,60	476,42	238,21

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

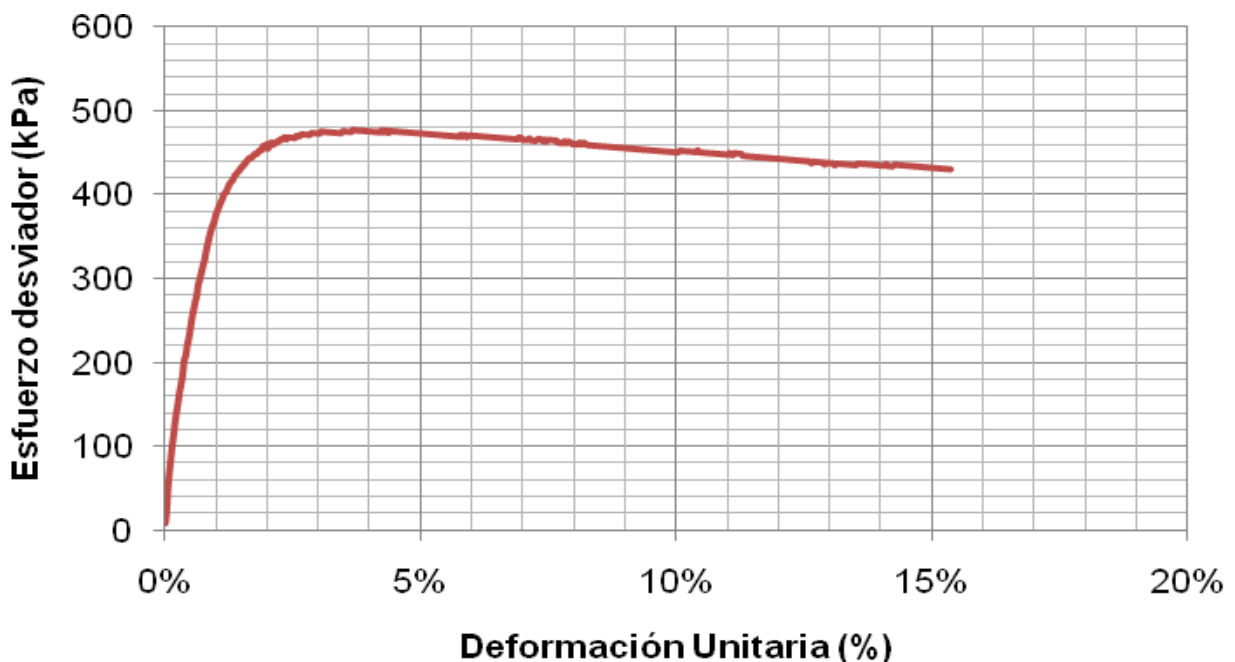


Gráfico 24. Curva de esfuerzo desviador en función de la deformación unitaria del ensayo triaxial UU para una muestra de suelo saturada al 100%. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

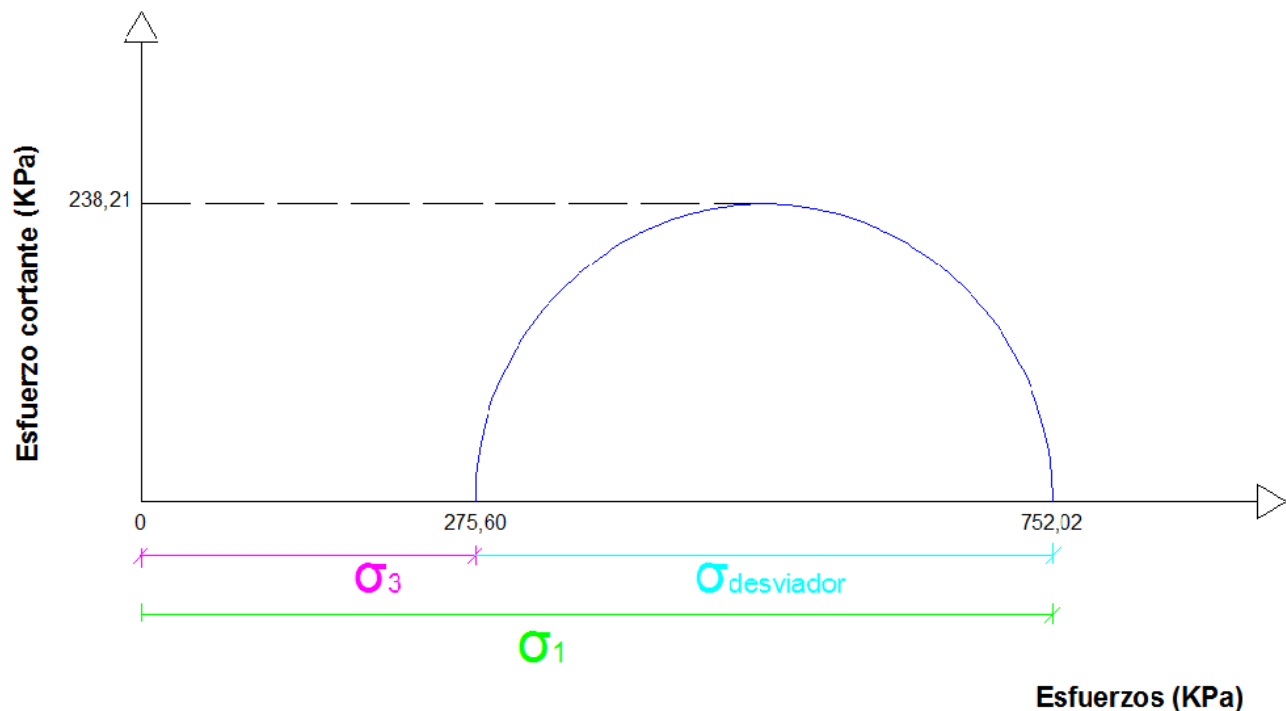


Gráfico 25. Circulo de Mohr para esfuerzos máximos y esfuerzo cortante del espécimen utilizado en ensayo triaxial UU, muestra 2 Suelo Guadalupe. Elaboración de la sustentante.

Muestra 3 Suelo Lindora

La muestra utilizada para el ensayo es de 7,07cm de diámetro, 14,06cm de diámetro y posee una densidad húmeda de 17,24 kN/m³. La relación de vacíos es de 1,32, la cual no es comparable con la relación de vacíos utilizada en el ensayo de compresión simple

Dicha muestra se dejó saturando por 5 días hasta lograr el 100% de saturación. Para evaluar la saturación de la muestra se calcula el parámetro B de Skempton, una vez saturad, se procede a fallar la muestra.

Se utiliza una presión de cámara utilizada para fallarla fue de 276 kPa.

A continuación, se muestra el esfuerzo desviador máximo al cual fue sometida la muestra, así como el esfuerzo σ_1 y σ_3 y la cohesión obtenida a partir del círculo de Mohr. También se adjunta el gráfico esfuerzo desviador versus deformación obtenido de todos los datos del ensayo triaxial UU. Los datos obtenidos del ensayo triaxial se adjuntan en la sección de apéndices.

Cuadro 26. Esfuerzos máximos obtenidos del ensayo triaxial UU.			
σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	$\sigma_{\text{desviador}}$ (kPa)	Cohesión (kPa)
543,53	275,60	267,93	133,96

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

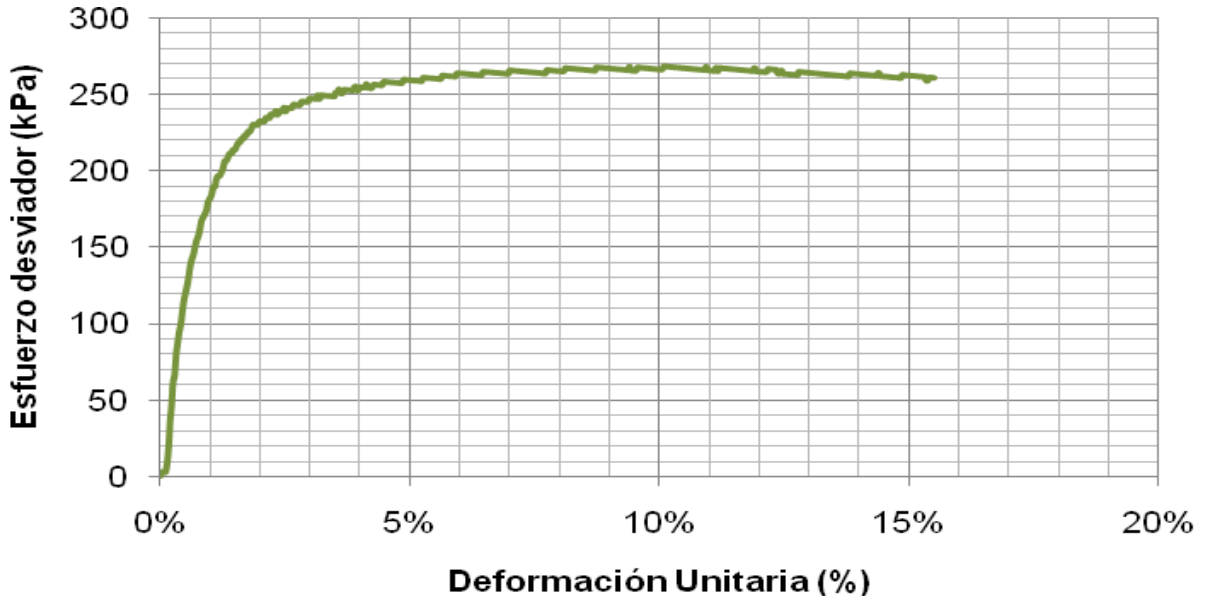


Gráfico 26. Curva de esfuerzo desviador en función de la deformación unitaria del ensayo triaxial UU para una muestra de suelo saturada al 100%. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

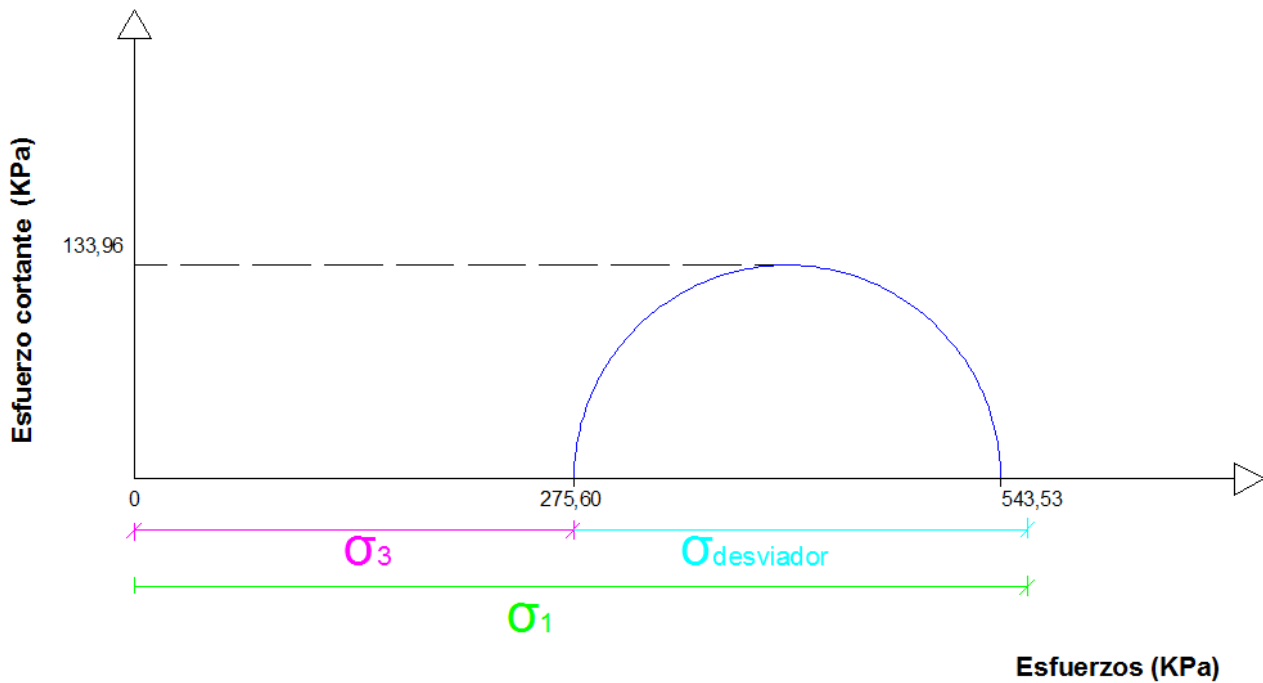


Gráfico 27. Circulo de Mohr para esfuerzos máximos y esfuerzo cortante del espécimen utilizado en ensayo triaxial UU, muestra 3 Suelo Lindora. Elaboración de la sustentante.

Curva característica Suelo – Agua

Para obtener la curva característica se utilizan los resultados del ensayo de granulometría y el índice plástico obtenido del ensayo de límites de Atterberg, asimismo se requiere calcular el factor

de corrección con la ecuación 3 y la saturación con la ecuación 4. Cabe destacar que la curva debe realizarse con escala semilogarítmica, colocando el eje correspondiente a la succión en escala logarítmica. Las graficas se realizaron con el programa Microsoft Excel 2008®.

El siguiente gráfico muestra las curvas características suelo-agua de las tres muestras de suelo utilizadas en el proyecto.

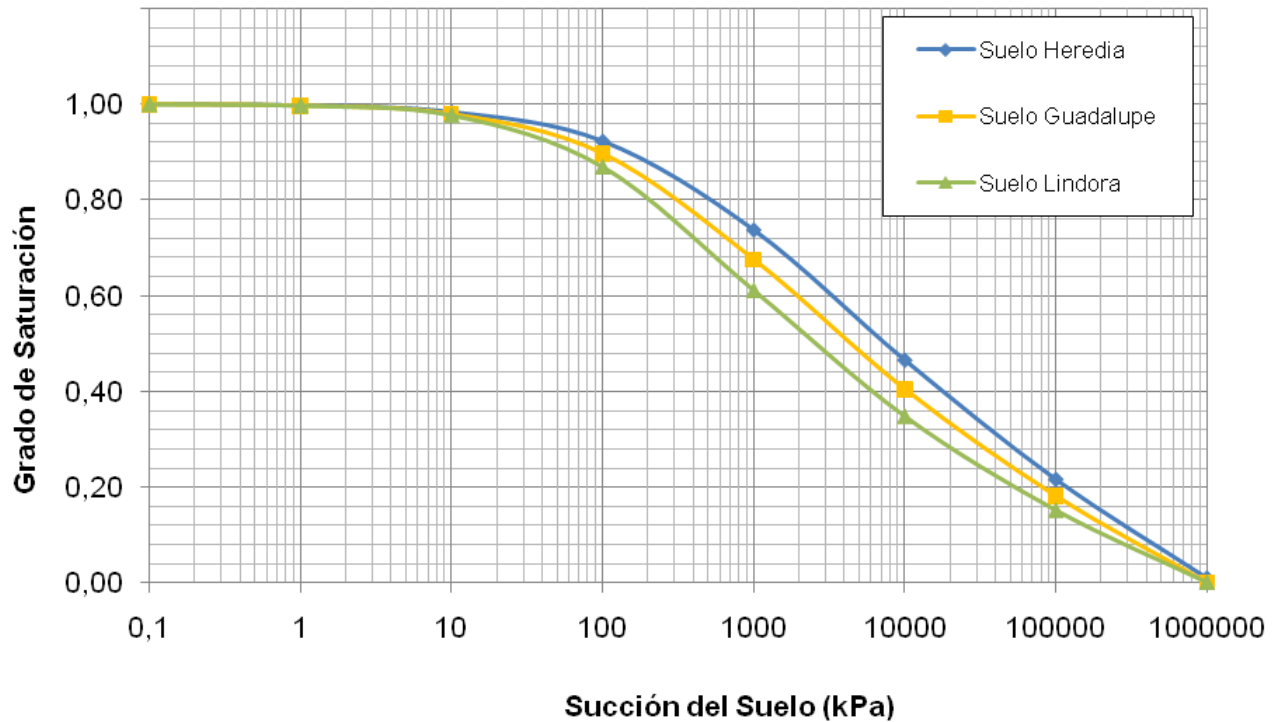


Gráfico 28. Curva característica suelo-agua para cada muestra de suelo . Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

Seguidamente se presentan las curvas características suelo-agua para cada muestra de suelo analizada, así como la curva de saturación versus el esfuerzo.

14, el material pasando por la malla 200 corresponde a 0,715, dando como resultado un wIP= 10,014.

En el siguiente cuadro se muestran los parámetros requeridos para el cálculo de la saturación.

Muestra 1 Suelo Heredia

Como se mencionó anteriormente la muestra 1 es un suelo plástico con un índice de plasticidad de

Cuadro 27. Parámetros requeridos para calcular la saturación.			
af	cf	bf	
108,090	0,218	0,682	

Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008.

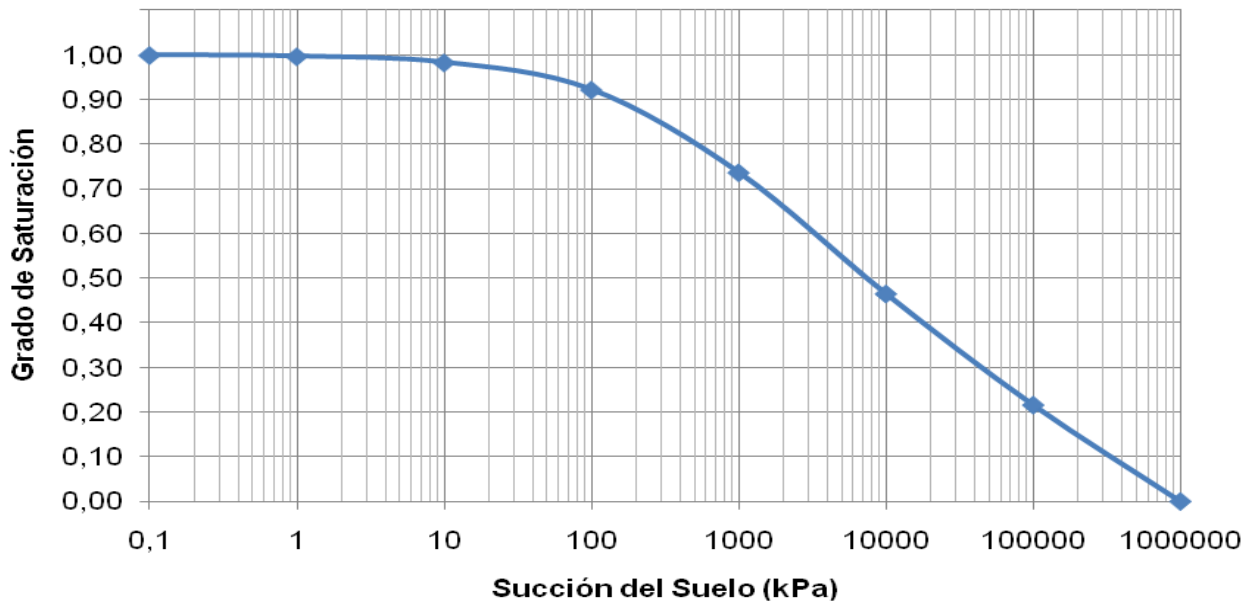


Gráfico 29. Curva característica suelo-agua muestra 1 Suelo Heredia. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

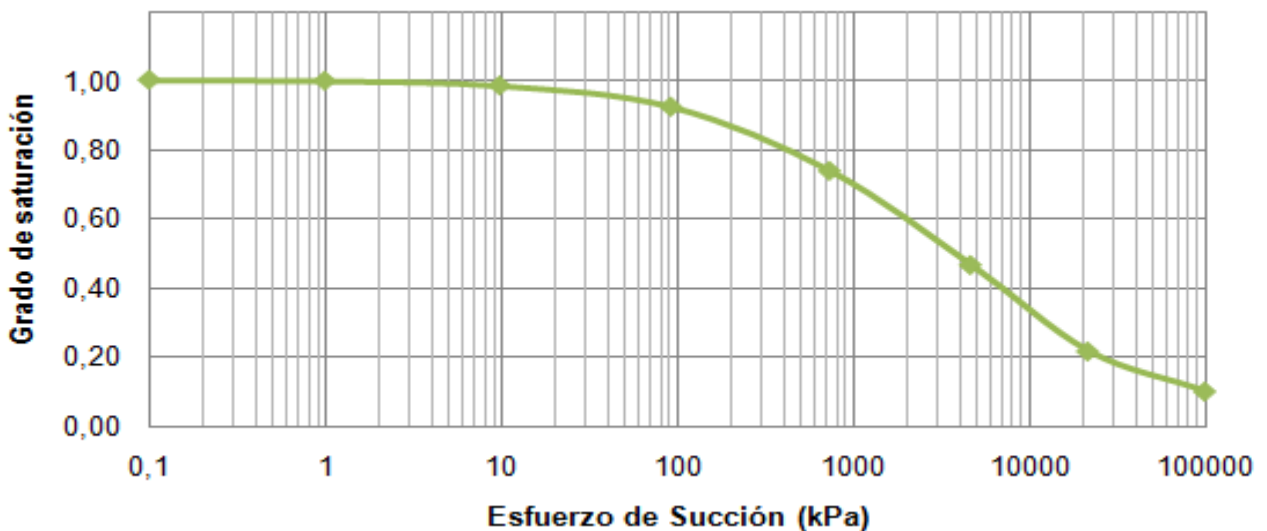


Gráfico 30. Grado de saturación en función del esfuerzo de succión muestra 1 Suelo Heredia. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 2 Suelo Guadalupe

De acuerdo a los resultados anteriores la muestra 2 es un suelo plástico con un índice de plasticidad de 13, el material pasando por la malla 200

corresponde a 0,516, dando como resultado un $w_{IP} = 6,7681$.

Los parámetros requeridos para el cálculo de saturación, se presenta en el siguiente cuadro y son calculados con las ecuaciones 5, 6 y 7.

Cuadro 28. Parámetros requeridos para calcular la saturación.		
af	cf	bf
95,226	0,303	0,773

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

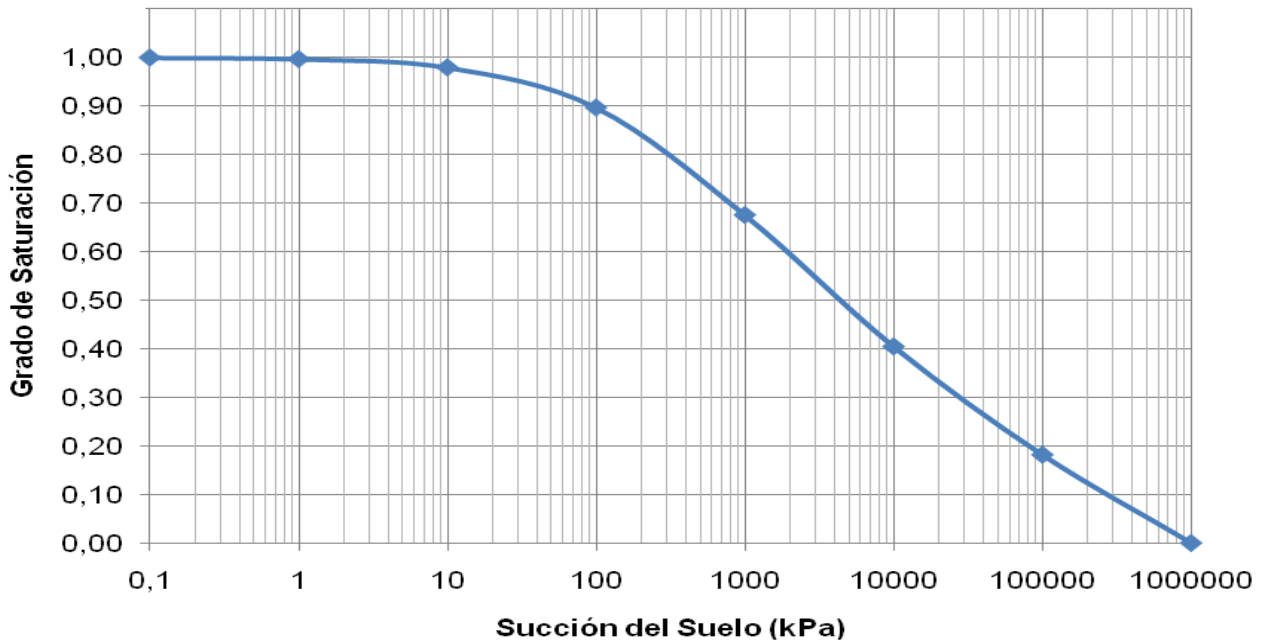


Gráfico 31. Curva característica suelo-agua muestra 2 Suelo Guadalupe. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

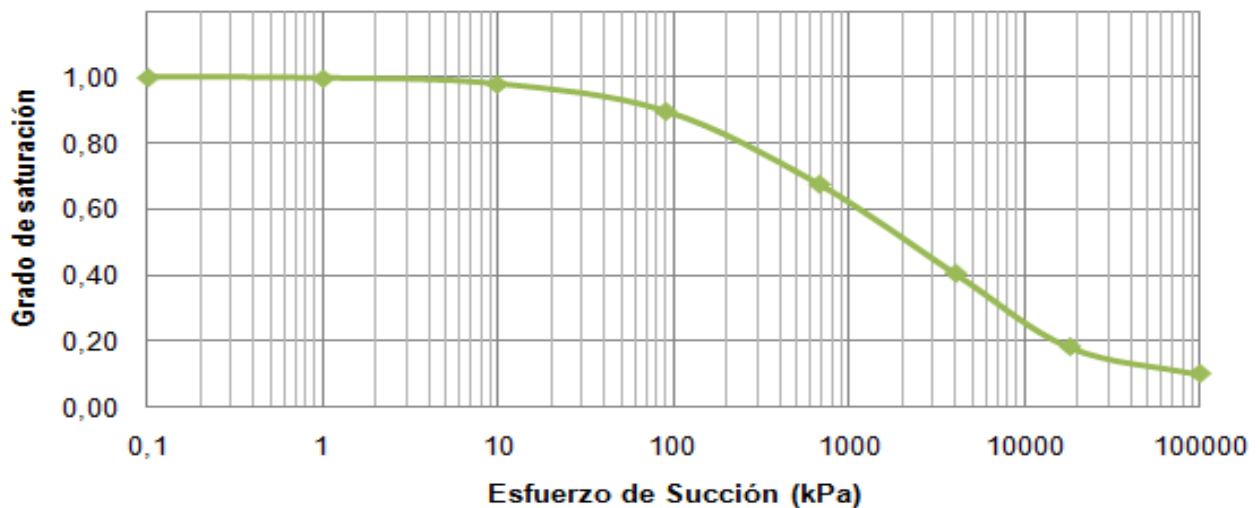


Gráfico 32. Grado de saturación en función del esfuerzo de succión muestra 2 Suelo Guadalupe. Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 3 Suelo Lindora

Los ensayos anteriores clasifican a esta muestra como suelo Plástico con un índice de plasticidad

de 9, asimismo destacan que 0,507 corresponde al material pasando por la malla 200, dando como resultado un wIP= 4,7300.

Cuadro 29. Parámetros requeridos para calcular la saturación.		
af	cf	bf
83,461	0,380	0,866

Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

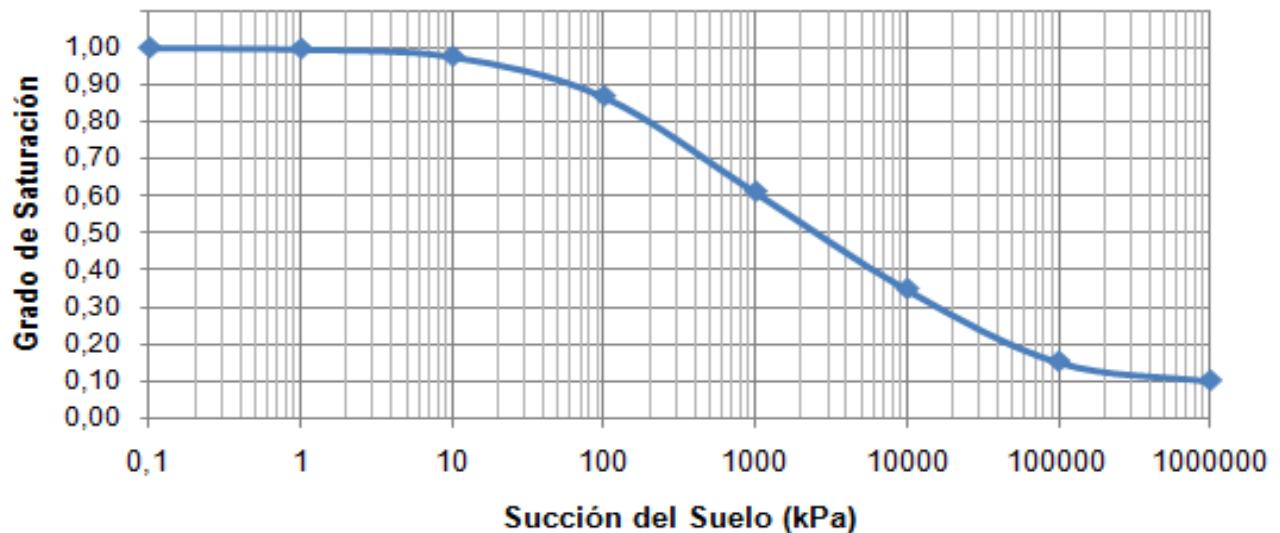


Gráfico 33. Curva característica suelo-agua muestra 3 Suelo Lindora. Elaboración de la sustentante. Programa Microsoft Excel 2008

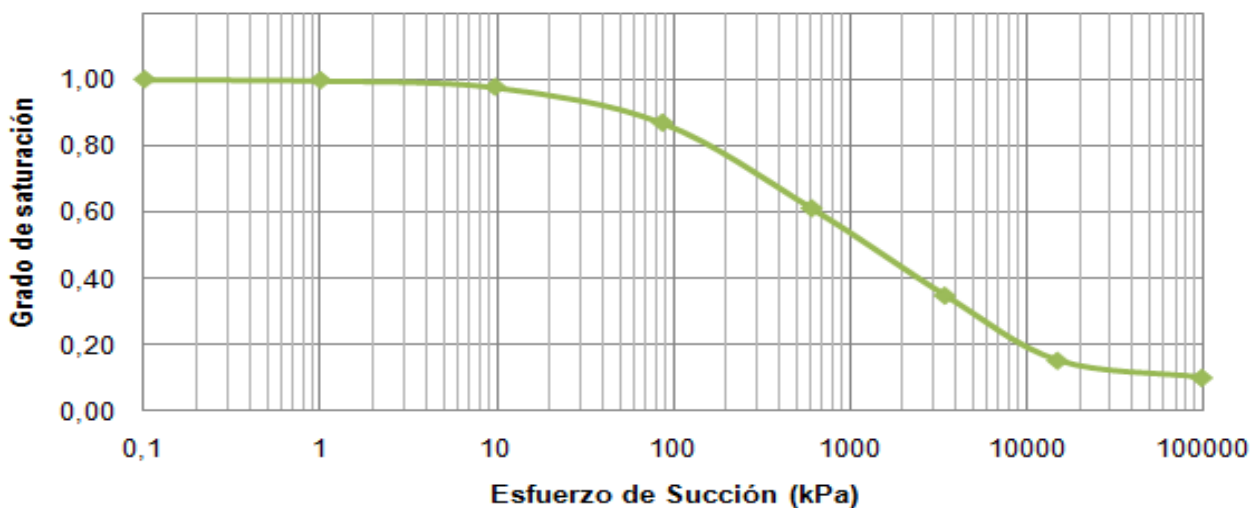


Gráfico 34. Grado de saturación en función del esfuerzo de succión muestra 3 Suelo Lindora. Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Estimación de la cohesión no drenada

A partir de la resistencia no drenada obtenida experimental y el grado de saturación, se realiza un gráfico correlacionando estos para evaluar el comportamiento de la cohesión no drenada respecto a la saturación del suelo, a una determinada relación de vacíos.

Muestra 1 Suelo Heredia

La saturación corresponde a la de cada probeta realizada en el ensayo de compresión confinada, de ahí el valor del esfuerzo cortante.

Se muestran los gráficos para la relación de vacíos de 1,06 y 1 respectivamente.

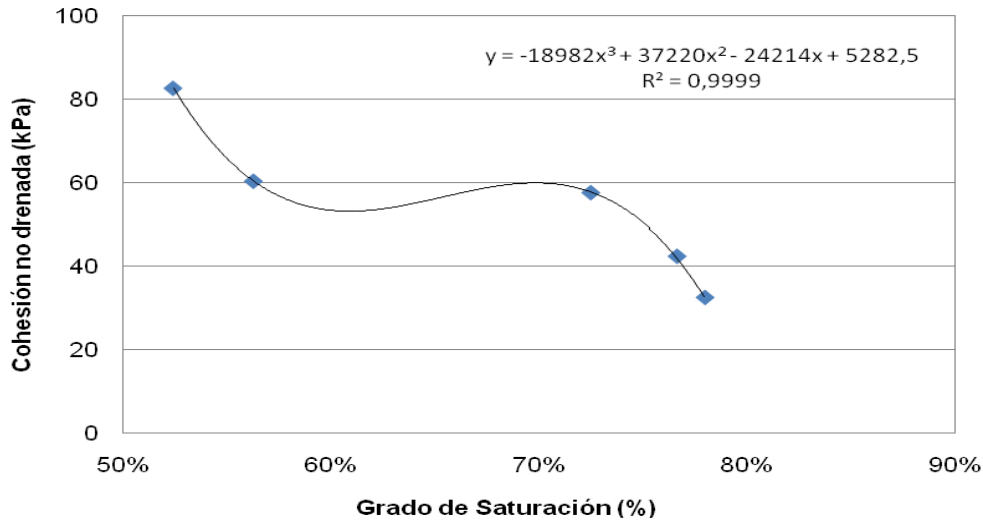


Gráfico 35. Curva cohesión no drenada en función del grado de saturación a una relación de vacíos de 1,06 muestra 1 Suelo Heredia. Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

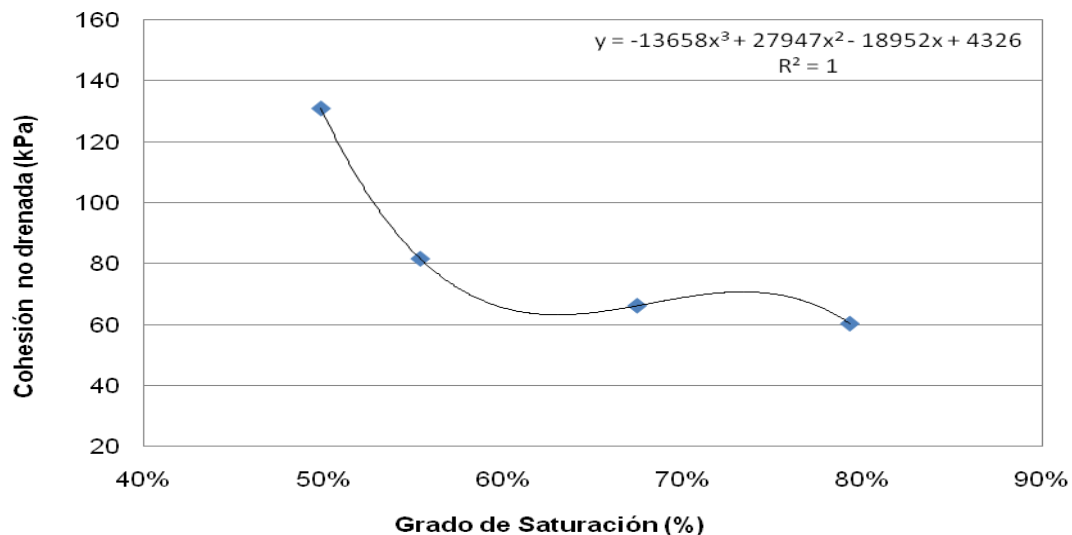


Gráfico 36. Curva cohesión no drenada en función del grado de saturación a una relación de vacíos de 1,00 muestra 1 Suelo Heredia. Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 2 Suelo Guadalupe

Seguidamente se muestra los gráficos de resistencia no drenada obtenida experimental en función del grado de saturación, con lo cual se

evalúa el comportamiento de la cohesión no drenada de la muestra, según la relación de vacíos utilizada.

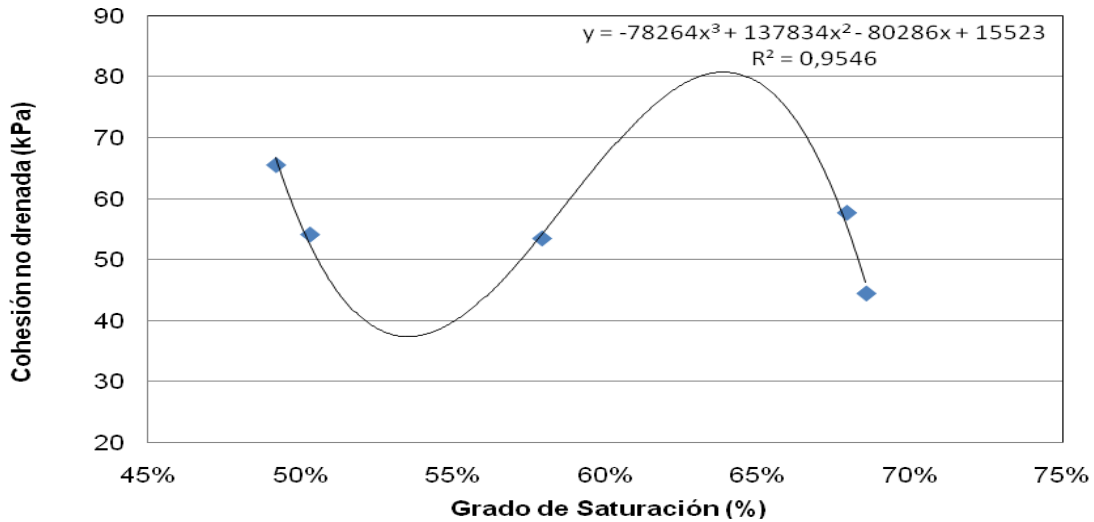


Gráfico 37. Curva cohesión no drenada en función del grado de saturación a una relación de vacíos de 1,10 muestra 2 Suelo Guadalupe. Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

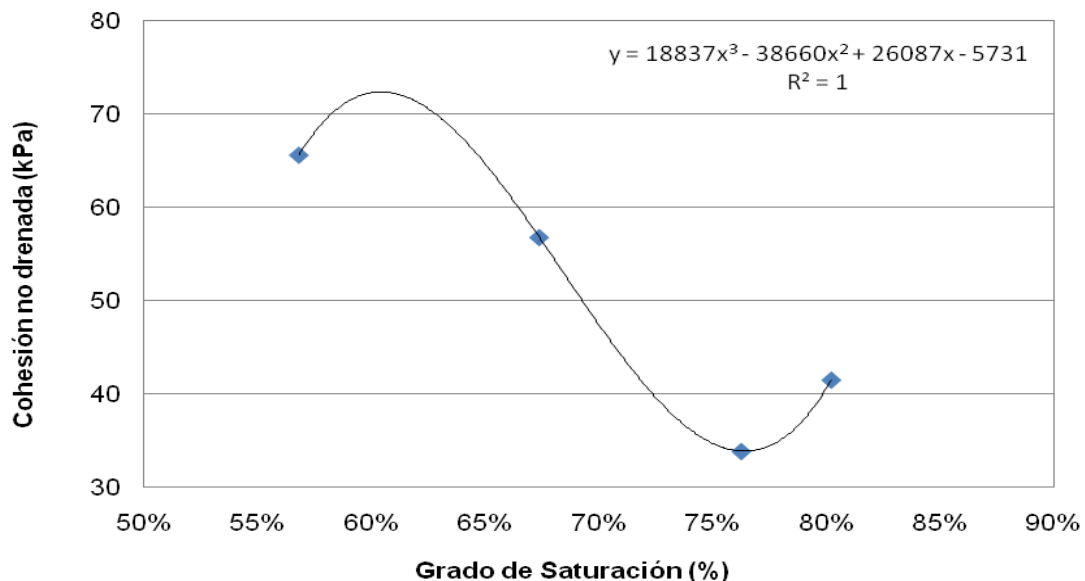


Gráfico 38. Curva cohesión no drenada en función del grado de saturación a una relación de vacíos de 0,93 muestra 2 Suelo Guadalupe. Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 3 Suelo Lindora

Para la relación de vacíos de 0,88 no se puede realizar la curva de tendencia de la cohesión no drenada, ya que se tienen pocos puntos para dar

una correlación. El gráfico que se muestra a continuación corresponde a la relación de vacíos de 0,95.

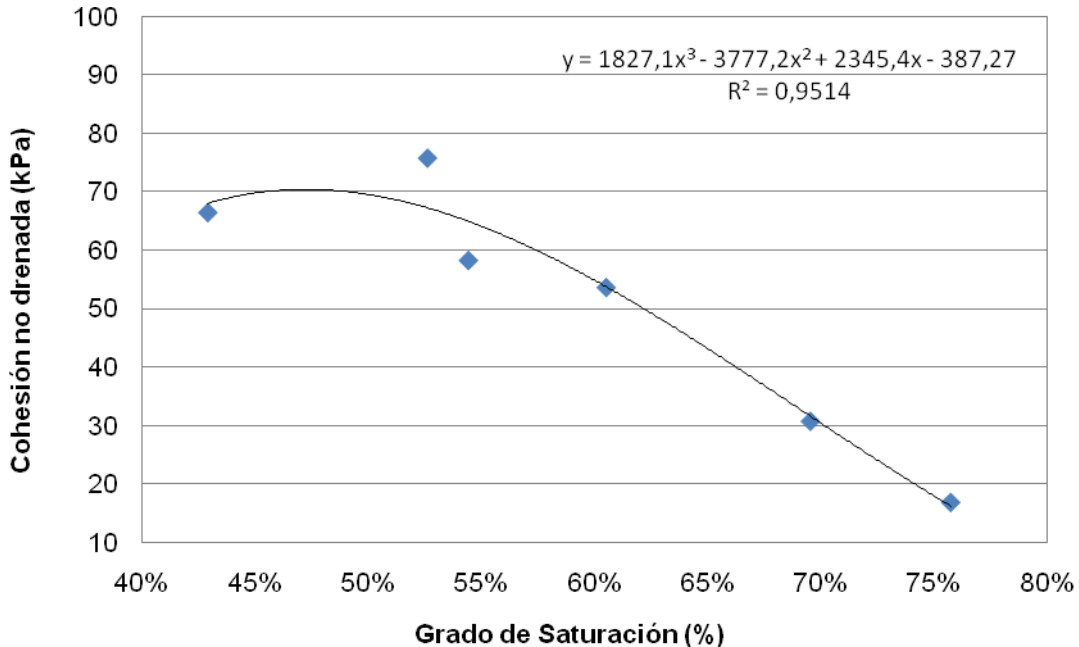


Gráfico 39. Curva cohesión no drenada en función del grado de saturación a una relación de vacíos de 0,95 muestra 3 Suelo Lindora. Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Diseño de Pilotes

Método α

El método α de Tomlinson, consiste en obtener parámetro (f) de resistencia unitaria por fricción mediante la ecuación 13, a partir del factor α obtenido de la figura 13, multiplicado por la cohesión no drenada, obtenida en el ensayo de compresión confinada para cada grado de saturación.

Cabe destacar que cada suelo se trabajó con dos relaciones de vacíos, para cada una de estas relaciones de vacíos se realizaron los cálculos de capacidad última del pilote, asimismo, se obtuvo la capacidad admisible utilizando el factor de seguridad establecido por el Código de

Cimentaciones de Costa Rica (2009), para carga estática el cual corresponde a 3.

La capacidad última de carga se obtiene a partir de la ecuación 9, esta depende de los resultados de las ecuaciones 10, 11 y 13. El cálculo de la capacidad en punta y la capacidad por fricción de cada muestra se encuentra en la sección de apéndices.

Posteriormente se muestran las dimensiones establecidas para realizar cada diseño, de las tres muestras de suelo analizado.

Se eligen las dimensiones basándose en medidas estándares que faciliten su construcción. Se mantiene constante la longitud del pilote y se varía el diámetro, así se evalúa el cambio en la capacidad de carga última según el grado de saturación y se realiza para diferentes diámetros, siendo la única variante la saturación del suelo.

Cuadro 30. Dimensiones del pilote para cada diseño		
Diseño	Longitud empotramiento (m)	Diámetro (cm)
1	15	30
2		35
3		40
4		45
5		50

Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 1 Suelo Heredia

La determinación de la carga admisible se realiza a partir de la resistencia no drenada de la muestra de suelo. La carga admisible es calculada para cada saturación de las dos con relaciones de vacíos de 1,06 y 1,00 con que se trabajó, a su vez la muestra al 100% de

saturación correspondiente a la prueba de compresión triaxial posee una relación de vacíos de 1,5.

En los siguientes gráficos se postulan la capacidad de carga admisible para una saturación determinada, de acuerdo a las dimensiones del pilote utilizado.

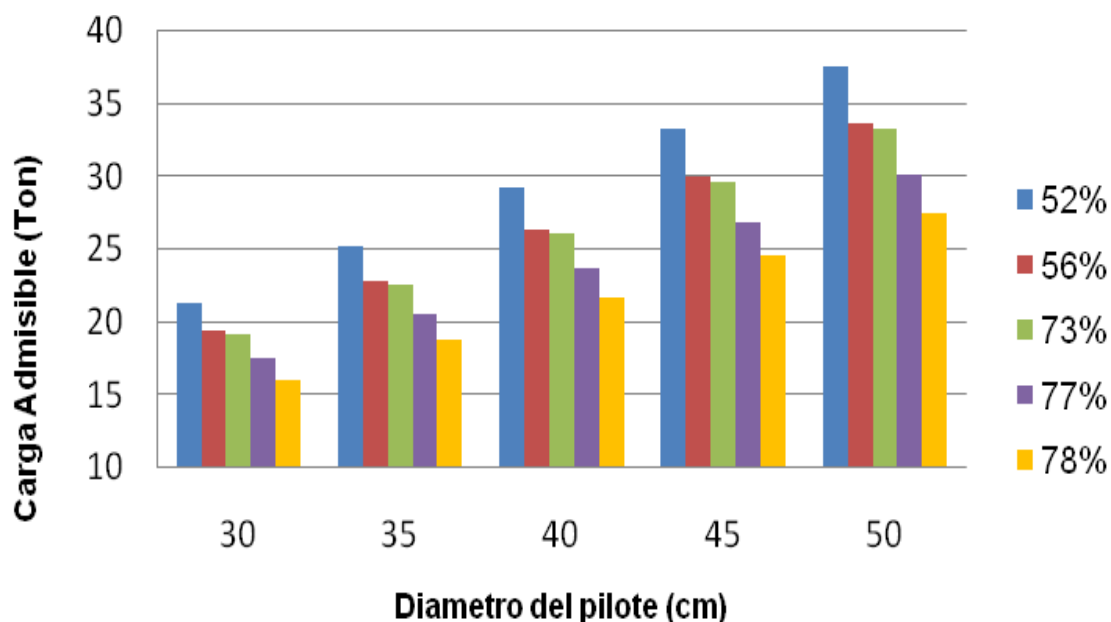


Gráfico 40. Variación de la capacidad de carga admisible de acuerdo a el grado de saturación para cada diámetro de pilote establecido. A una relacion de vacíos de 1,06.Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

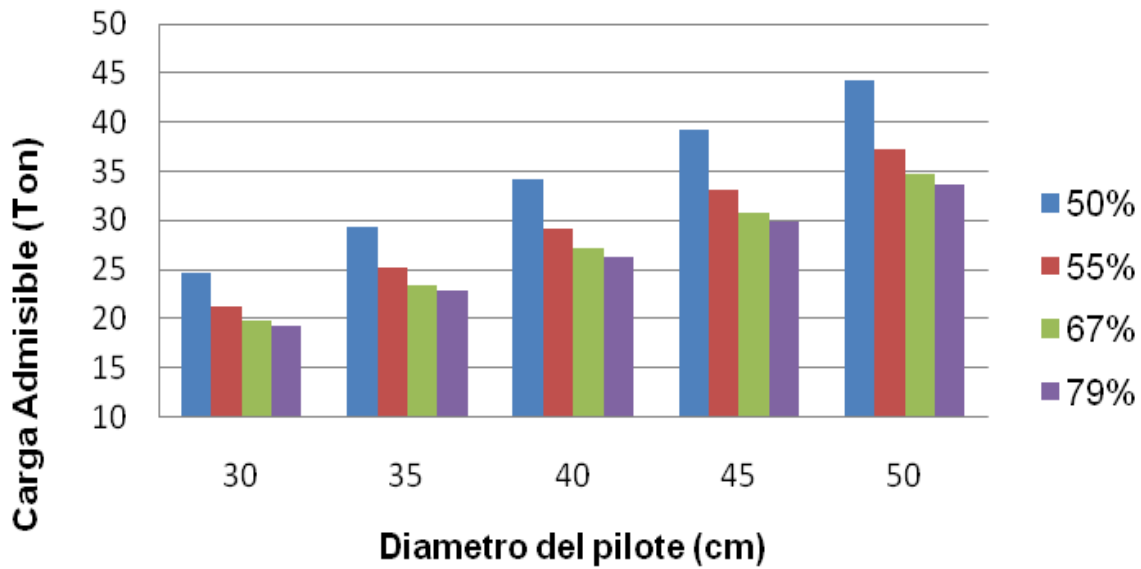


Gráfico 41. Variación de la capacidad de carga admisible de acuerdo a el grado de saturación para cada diámetro de pilote establecido. A una relacion de vacíos de 1,00.Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 2 Suelo Guadalupe

La relación de vacíos utilizada es de 1,10 y 0,93, para cada una de ellas se tienen diferentes grados de saturación, con los que se realiza el diseño de la cimentación profunda.

La carga admisible se calcula para un factor de seguridad de 3, como lo postula el código de cimentaciones para carga estática.

Los gráficos a continuación demuestran la variación de la carga para cada diámetro de pilote, según la saturación del suelo.

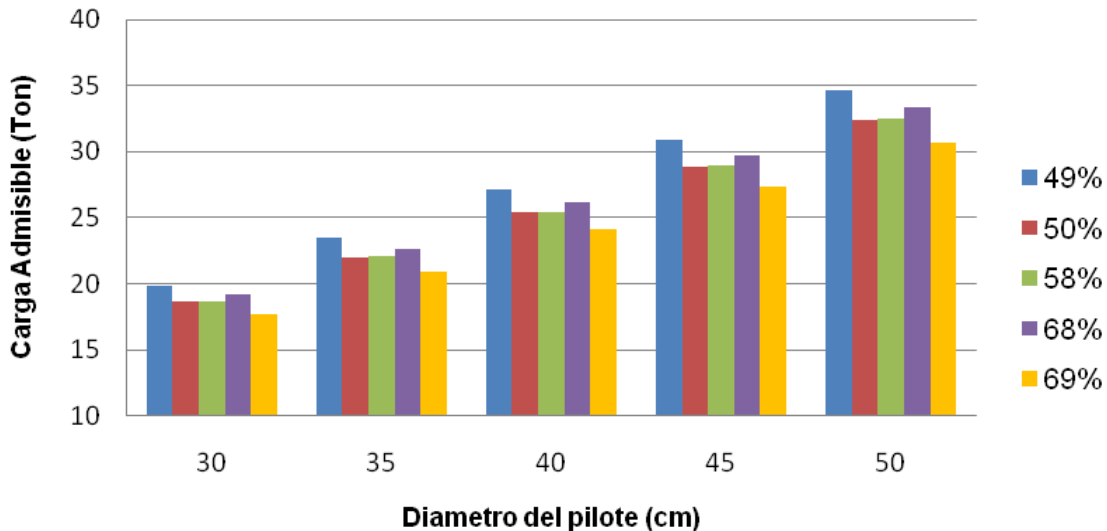


Gráfico 42. Capacidad de carga admisible de acuerdo a el grado de saturación para cada diámetro de pilote establecido. Muestra 2 suelo Guadalupe a una relacion de vacíos de 1,10.Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

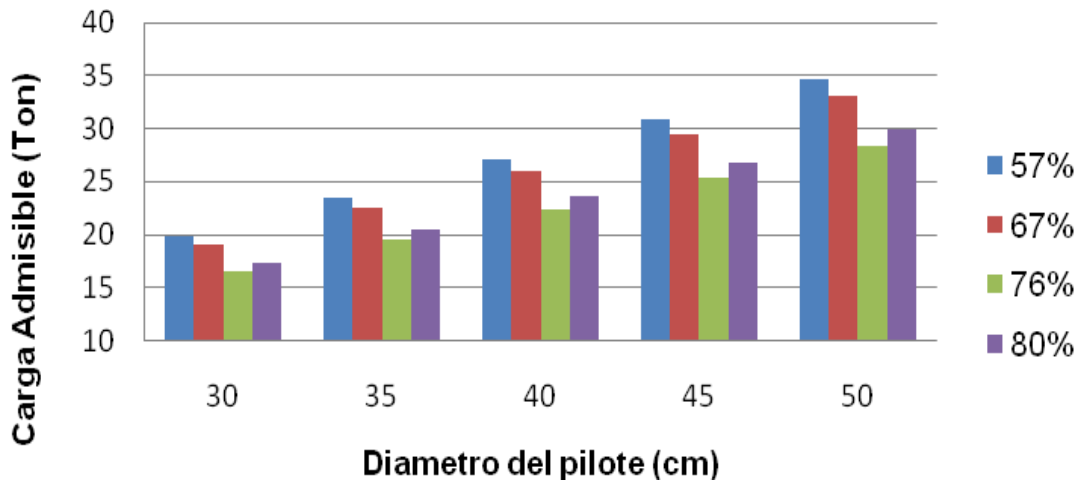


Gráfico 43. Capacidad de carga admisible de acuerdo al grado de saturación para cada diámetro de pilote establecido. Muestra 2 suelo Guadalupe a una relación de vacíos de 0,93.Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 3 Suelo Lindora

La muestra se trabajó con relaciones de vacíos (e) de 0,95 y 0,88, para cada una de ellas se tienen diferentes grados de saturación y de cohesión no drenada. Con estos datos se realizan los 5 diseños mostrados en el cuadro 36. Del mismo modo se trabaja la muestra saturada

al 100% obtenida del ensayo de compresión triaxial a una relación de vacíos de 0,87.

Los gráficos a continuación postulan la carga admisible del pilote según su diámetro y a una saturación determinada. Se presenta el gráfico del comportamiento para cada relación de vacíos.

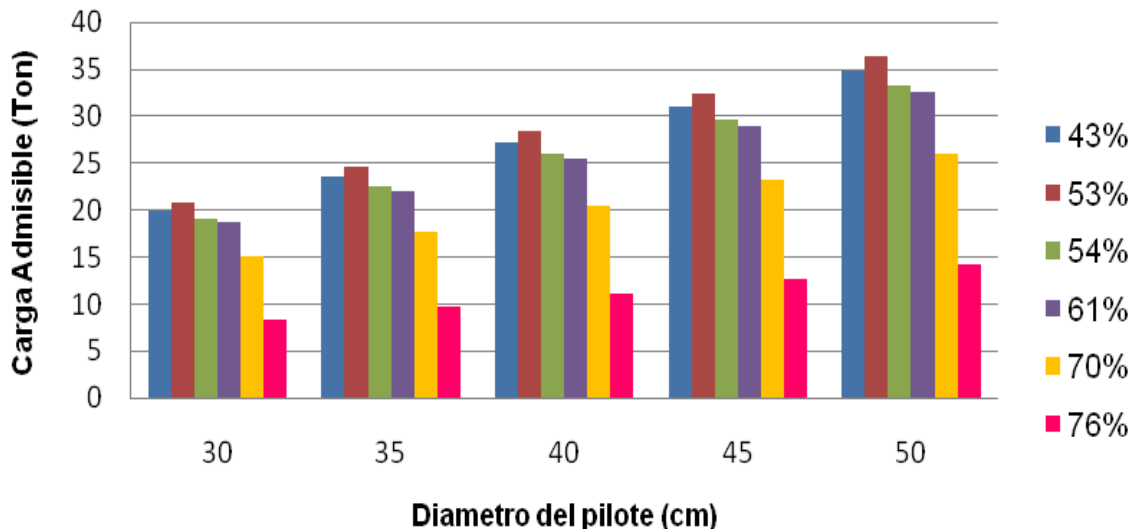


Gráfico 44. Capacidad de carga admisible de acuerdo al grado de saturación para cada diámetro de pilote establecido. Muestra 3 suelo Lindora a una relación de vacíos de 0,95.Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

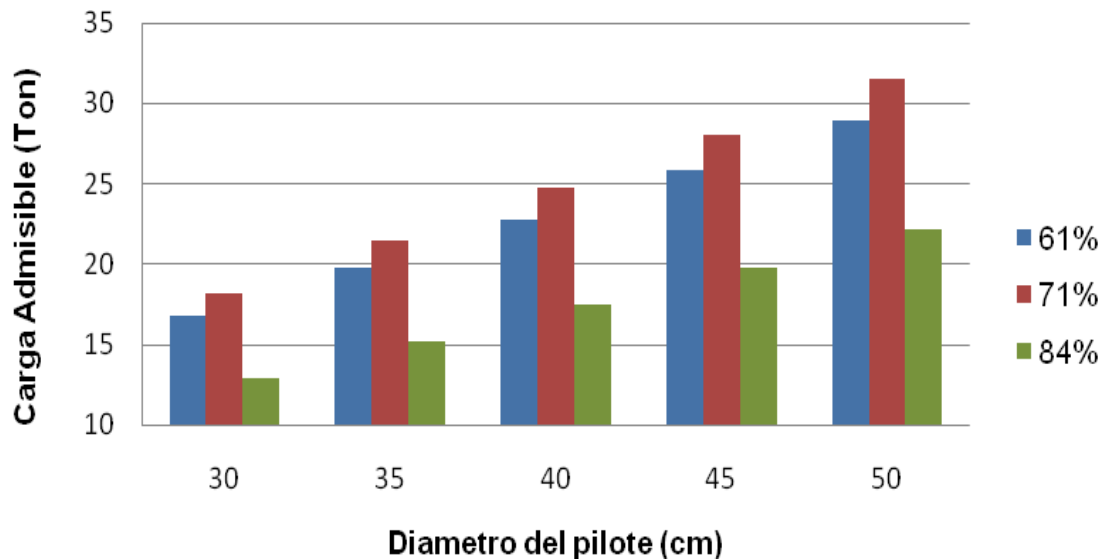


Gráfico 45. Capacidad de carga admisible de acuerdo a el grado de saturación para cada diámetro de pilote establecido. Muestra 3 suelo Lindora a una relación de vacíos de 0,88.Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Método λ

Este método propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972), utiliza las ecuaciones 9,10,11 y 12, donde se requiere la densidad del suelo en el cual se coloca el pilote así como la resistencia no drenada del mismo. Las dimensiones utilizadas para los pilotes se presentan en el cuadro 36.

Para cada una de las muestras se realizó el diseño de la cimentación profunda, trabajando cada muestra de suelo con dos diferentes relaciones de vacíos.

A continuación se muestran gráficos con la carga admisible para el pilote en el suelo correspondiente a una saturación dada. Cabe destacar que el procedimiento de cálculos necesarios para llegar a esta carga se adjunta en la sección de apéndices.

Muestra 1 Suelo Heredia

Las relaciones de vacíos utilizadas son 1,06 y 1,00. Al igual que el método anterior para se mantiene una relación de vacíos y se cambia la saturación asimismo se tienen diferentes densidades y resistencia no drenadas. Con estos resultados se obtiene la carga admisible la cual es calcula con un factor de seguridad de 3 según lo establecido por el código de cimentaciones de Costa Rica. La muestra a 100% de saturación corresponde a los resultados obtenidos del ensayo triaxial.

Los gráficos siguientes son la variación de la carga admisible según la saturación para cada diámetro de pilote.

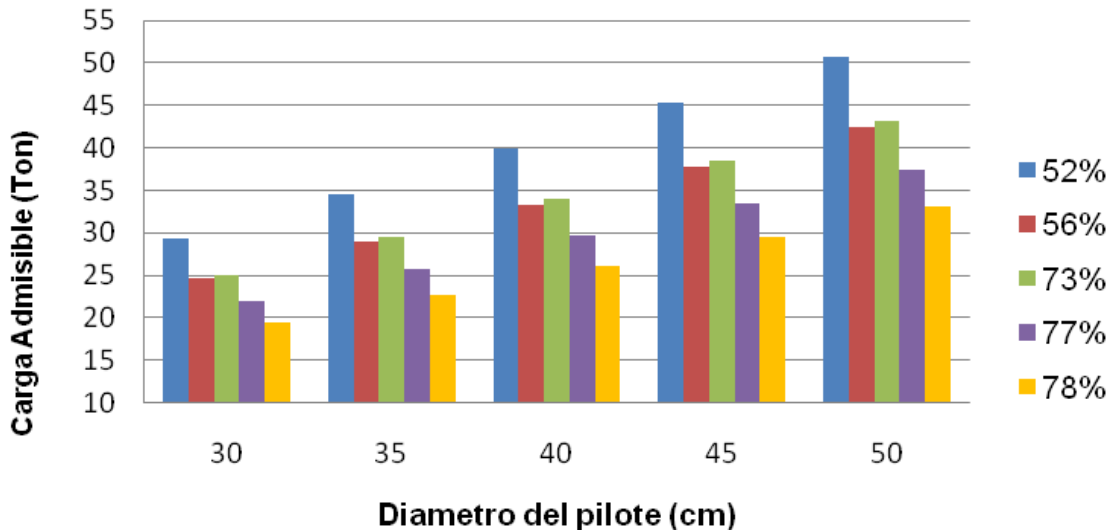


Gráfico 46. Variación de la capacidad de carga admisible de acuerdo a el grado de saturación para cada diámetro de pilote establecido, a una relación de vacíos de 1,06.Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

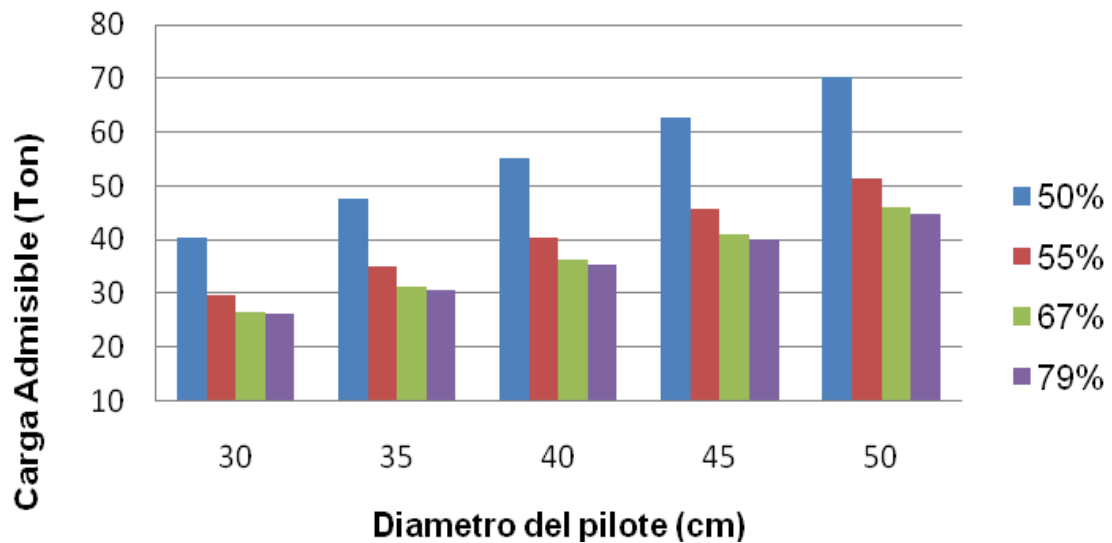


Gráfico 47. Variación de la capacidad de carga admisible de acuerdo a el grado de saturación para cada diámetro de pilote establecido, a una relación de vacíos de 1,00.Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 2 Suelo Guadalupe

Los gráficos siguientes son la variación de la capacidad de carga admisible según la saturación para cada diámetro de pilote.

Cada gráfico corresponde a una relación de vacíos, por muestra de suelo se trabajo con dos relaciones de vacíos en este caso de 1,10 y 0,93.

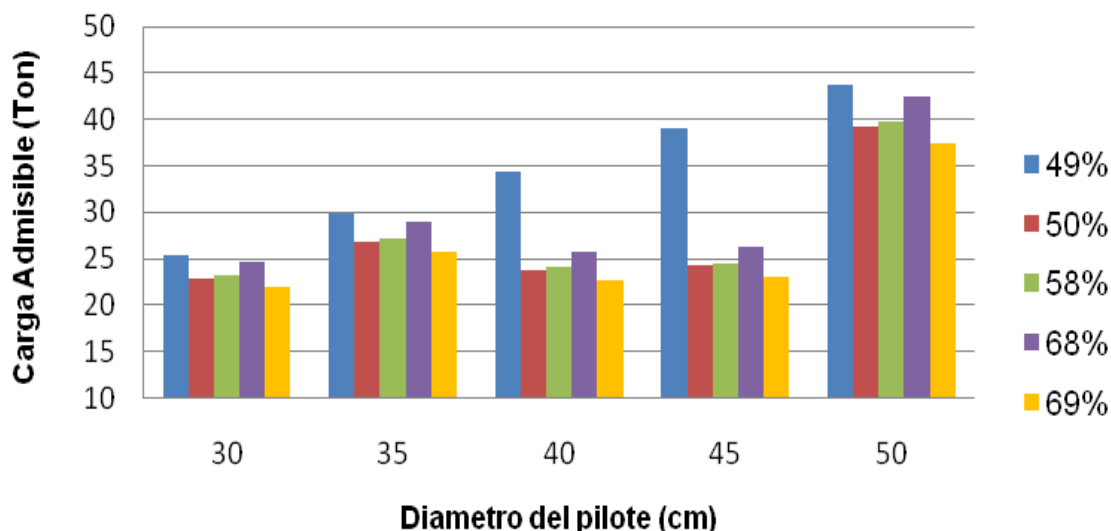


Gráfico 48. Capacidad de carga admisible de acuerdo a el grado de saturación para cada diámetro de pilote establecido, a una relación de vacíos de 1,10.Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

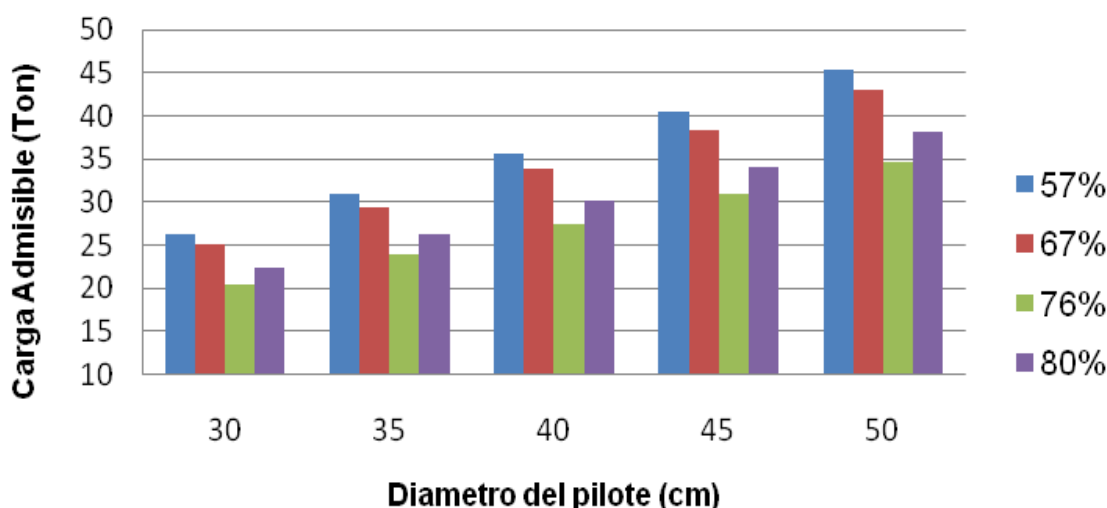


Gráfico 49. Capacidad de carga admisible de acuerdo a el grado de saturación para cada diámetro de pilote establecido, a una relación de vacíos de 0,93.Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 3 Suelo Lindora

Las relaciones de vacíos utilizadas son 0,95 y 0,88. Se obtiene la carga admisible utilizando un factor de seguridad de 3 según lo establecido por el Código de Cimentaciones de Costa Rica 2009.

La muestra a 100% de saturación corresponde a los resultados obtenidos del ensayo triaxial.

Los gráficos siguientes son la variación de la carga admisible según la saturación para cada diámetro de pilote

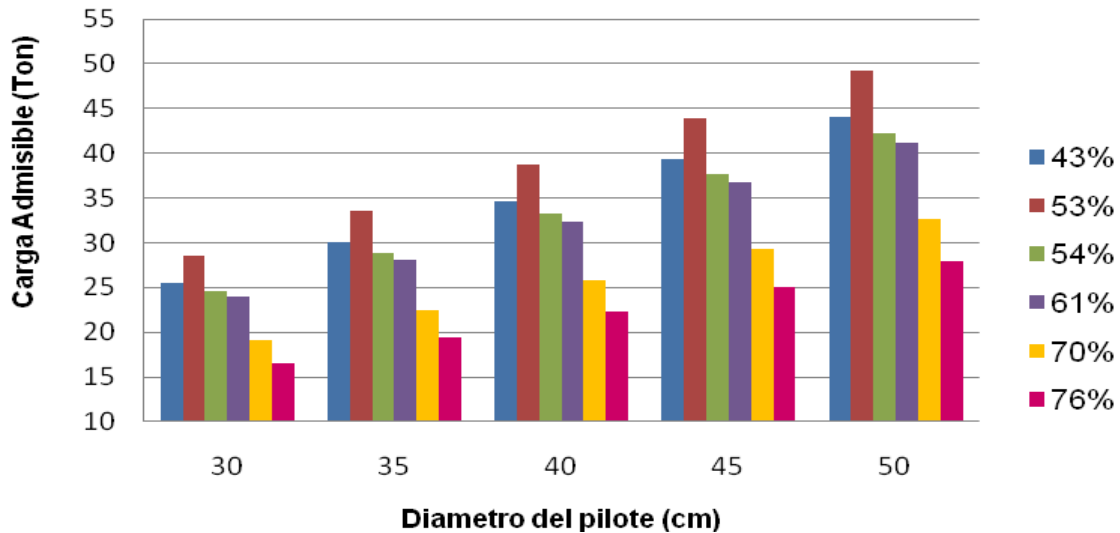


Gráfico 50. Capacidad de carga admisible de acuerdo a el grado de saturación para cada diámetro de pilote establecido, a una relación de vacíos de 0,95.Elaboración de la sustentante
Programa Microsoft Excel 2008

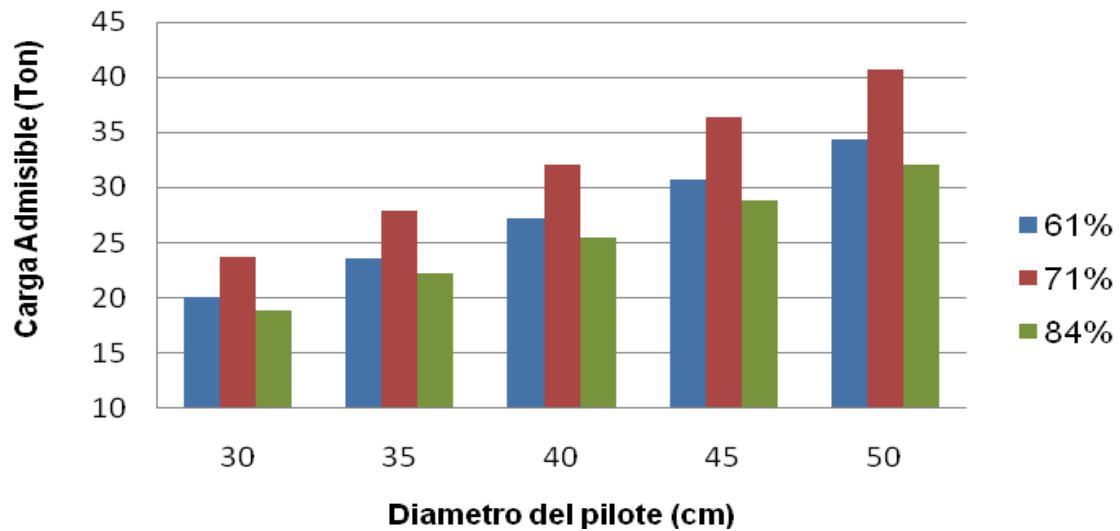


Gráfico 51. Capacidad de carga admisible de acuerdo a el grado de saturación para cada diámetro de pilote establecido, a una relación de vacíos de 0,88.Elaboración de la sustentante
Programa Microsoft Excel 2008

Variación en los factores de seguridad

A las tres muestras analizadas se les determina el factor de seguridad utilizando los diseños citados en el cuadro 36. Manteniendo constante las dimensiones del pilote y suponiendo una

carga aplicada de 21 ton, se determina el factor de seguridad para cada relación de vacíos a sus diferentes saturaciones.

El factor de seguridad se obtiene de la división de la capacidad última del suelo entre la carga aplicada al pilote. La capacidad de carga última se obtiene a partir del método α y método

λ , a continuación se muestran los resultados del factor de seguridad para ambos métodos.

método α de Tomlinson y método λ de Vijayvergiya y Focht. Como se mencionó anteriormente los diseños corresponde a las dimensiones planteadas en el cuadro 36.

Muestra 1 Suelo Heredia

Los siguientes cuadros presentan los distintos factores de seguridad obtenidos a partir del

Cuadro 31. Variación del factor de seguridad según el grado de saturación , obtenido del método α.						
e	Sr %	Factor de seguridad				
		Diseño 1	Diseño 2	Diseño 3	Diseño 4	Diseño 5
1,06	52%	3,05	3,60	4,17	4,76	5,36
	56%	2,76	3,26	3,77	4,28	4,81
	73%	2,74	3,23	3,72	4,23	4,75
	77%	2,50	2,94	3,38	3,84	4,30
	78%	2,29	2,69	3,09	3,50	3,92
1	50%	3,53	4,20	4,88	5,59	6,32
	55%	3,03	3,59	4,15	4,73	5,33
	67%	2,84	3,35	3,87	4,40	4,95
	79%	2,76	3,26	3,76	4,28	4,80
1,5	100%	3,62	4,31	5,02	5,76	6,52

Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Cuadro 32. Variación del factor de seguridad según el grado de saturación , obtenido del método λ						
e	Sr %	Factor de seguridad				
		Diseño 1	Diseño 2	Diseño 3	Diseño 4	Diseño 5
1,06	52%	4,19	4,93	5,69	6,47	7,26
	56%	3,51	4,13	4,76	5,40	6,06
	73%	3,58	4,21	4,85	5,51	6,17
	77%	3,13	3,67	4,23	4,79	5,36
	78%	2,77	3,25	3,73	4,23	4,72
1	50%	5,76	6,80	7,86	8,94	10,05
	55%	4,23	4,99	5,75	6,53	7,33
	67%	3,81	4,48	5,17	5,86	6,57
	79%	3,73	4,38	5,05	5,73	6,42
1,5	100%	6,00	7,09	8,20	9,33	10,48

Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 2 Suelo Guadalupe

Del mismo modo se presentan los diferentes factores de seguridad para la muestra 2 suelo Guadalupe a diferentes grados de saturación para dos relaciones de vacíos. Asimismo, estos

factores fueron obtenidos a partir de la capacidad de carga última calculada por el método α y método λ .

La resistencia no drenada de la muestra saturada es obtenida mediante el ensayo triaxial UU, con una relación de vacíos de 1,32.

Cuadro 33. Variación del factor de seguridad según el grado de saturación , obtenido del método α.						
e	Sr %	Factor de seguridad				
		Diseño 1	Diseño 2	Diseño 3	Diseño 4	Diseño 5
1,1	49%	2,84	3,35	3,87	4,41	4,95
	50%	2,67	3,15	3,63	4,13	4,63
	58%	2,67	3,15	3,64	4,13	4,64
	68%	2,74	3,23	3,73	4,24	4,76
	69%	2,54	2,99	3,44	3,91	4,38
0,93	57%	2,84	3,35	3,87	4,41	4,95
	67%	2,73	3,21	3,71	4,22	4,74
	76%	2,37	2,78	3,20	3,63	4,06
	80%	2,48	2,92	3,37	3,82	4,28
1,32	100%	4,35	5,21	6,11	7,06	8,04

Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Cuadro 34. Variación del factor de seguridad según el grado de saturación , obtenido del método λ.						
e	Sr %	Factor de seguridad				
		Diseño 1	Diseño 2	Diseño 3	Diseño 4	Diseño 5
1,1	49%	3,62	4,26	4,91	5,58	6,25
	50%	3,26	3,84	3,39	3,47	5,62
	58%	3,31	3,89	3,43	3,51	5,69
	68%	3,53	4,15	3,66	3,75	6,07
	69%	3,12	3,67	3,23	3,29	5,35
0,93	57%	3,75	4,42	5,09	5,78	6,47
	67%	3,57	4,20	4,84	5,49	6,14
	76%	2,90	3,41	3,92	4,43	4,95
	80%	3,18	3,74	4,30	4,87	5,44
1,32	100%	9,13	10,79	12,49	14,23	16,01

Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 3 Suelo Lindora

42 con el método λ . Para ambos casos la resistencia no drenada de la muestra saturada es obtenida mediante el ensayo triaxial UU.

Los factores de seguridad presentes en el cuadro 41 se calculan por el método α y los del cuadro

Cuadro 35. Variación del factor de seguridad según el grado de saturación , obtenido del método α.						
e	Sr %	Factor de seguridad				
		Diseño 1	Diseño 2	Diseño 3	Diseño 4	Diseño 5
0,95	43%	2,85	3,36	3,89	4,42	4,97
	53%	2,97	3,51	4,06	4,63	5,20
	54%	2,73	3,22	3,72	4,23	4,75
	61%	2,68	3,16	3,64	4,14	4,64
	70%	2,16	2,54	2,92	3,31	3,70
	76%	1,18	1,39	1,60	1,81	2,02
0,88	61%	2,41	2,83	3,26	3,69	4,13
	71%	2,60	3,06	3,53	4,01	4,50
	84%	1,84	2,17	2,49	2,83	3,16
0,87	100%	3,56	4,23	4,93	5,64	6,38

Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Cuadro 36. Variación del factor de seguridad según el grado de saturación , obtenido del método λ.						
e	Sr %	Factor de seguridad				
		Diseño 1	Diseño 2	Diseño 3	Diseño 4	Diseño 5
0,95	43%	3,64	4,29	4,95	5,62	6,30
	53%	4,07	4,79	5,53	6,28	7,04
	54%	3,51	4,12	4,75	5,39	6,04
	61%	3,42	4,02	4,63	5,25	5,88
	70%	2,74	3,22	3,70	4,18	4,67
	76%	2,37	2,77	3,18	3,59	4,00
0,88	61%	2,87	3,37	3,88	4,39	4,91
	71%	3,39	3,98	4,59	5,20	5,82
	84%	2,70	3,17	3,63	4,11	4,59
0,87	100%	6,02	7,10	8,21	9,34	10,49

Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Costos de la cimentación profunda de acuerdo a la resistencia no drenada

Utilizando los métodos mencionados anteriormente se calculan las dimensiones para cada pilote a sus respectivas saturaciones, manteniendo constante una carga aplicada de 21 ton y un factor de seguridad de 3. Es decir, para una muestra de suelo a una relación de vacíos dada, se tienen diferentes grados de saturación asimismo distintas resistencias por lo tanto obtenemos diferentes dimensiones de la cimentación profunda.

Los costos de la cimentación varían según su diámetro y profundidad, estos precios están referidos a pilotes hincados, fueron proporcionados por la empresa de construcción de infraestructura Codocsa.

Muestra 1 Suelo Heredia

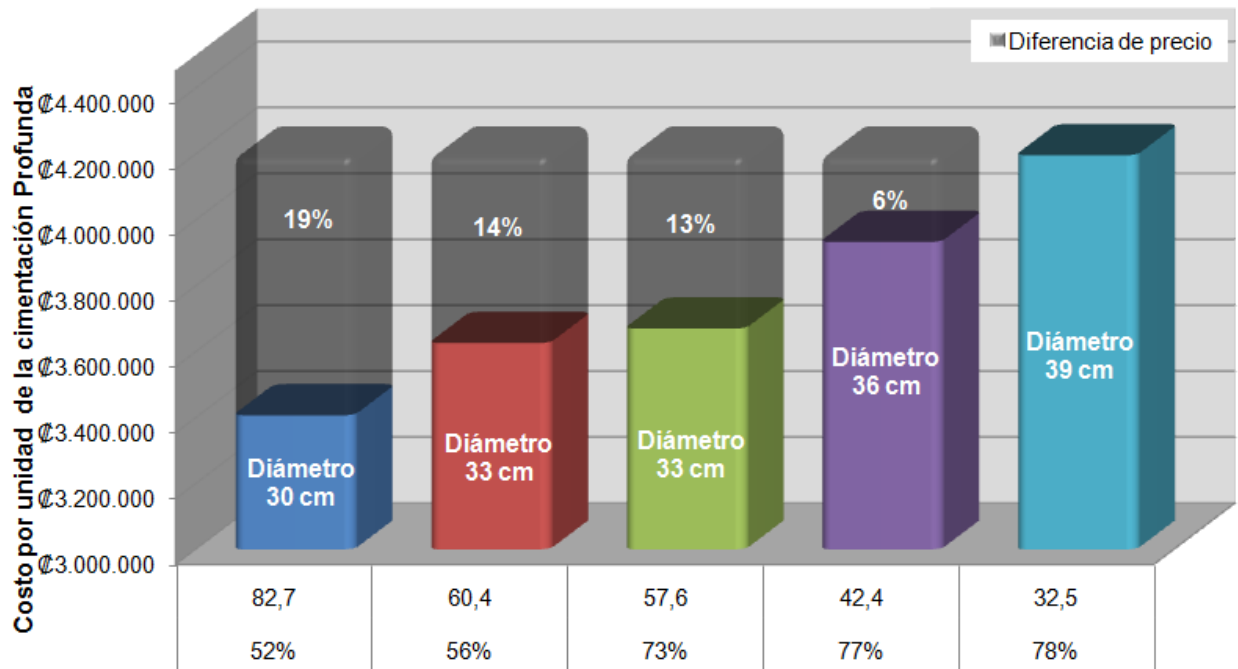
Se presentan los costos para los pilotes calculados con la relación de vacíos de 1,06 a sus respectivas saturaciones.

Los cuadros 43 y 44 corresponden a los métodos α y λ respectivamente, a su vez se muestra un gráfico de la variación del costo de la cimentación profunda según sea la resistencia no drenada de la muestra de suelo.

Para ambos métodos la longitud de empotramiento corresponde a 15m siendo una medida estándar para la hinca de pilotes.

Cuadro 37. Costo de la cimentación profunda de acuerdo a su cohesión, para una relación de vacíos de 1,06, obtenido por el método α.			
Diámetro (m)	Grado de saturación Sr %	Resistencia Su (KN/m ²)	Precio (¢/unidad)
0,30	52%	83	3 406 710
0,33	56%	60	3 625 977
0,33	73%	58	3 669 830
0,36	77%	42	3 932 951
0,39	78%	32	4 196 072

Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008



Resistencia no drenada (kN/m²) con su respectivo grado de saturación

Gráfico 52. Variación de los costos de pilotes según la resistencia no drenada, en un mismo suelo a una relación de vacíos de 1,06, para dimensiones determinadas por el método α . Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Cuadro 38. Costo de la cimentación profunda de acuerdo a su cohesión, para una relación de vacíos de 1,06, obtenido por el método λ.			
Diámetro (m)	Grado de saturación Sr %	Resistencia Su (KN/m ²)	Precio (¢/unidad)
0,22	52%	83	2 705 054
0,26	56%	60	3 055 882
0,26	73%	58	3 020 799
0,29	77%	42	3 319 003
0,33	78%	32	3 625 977

Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

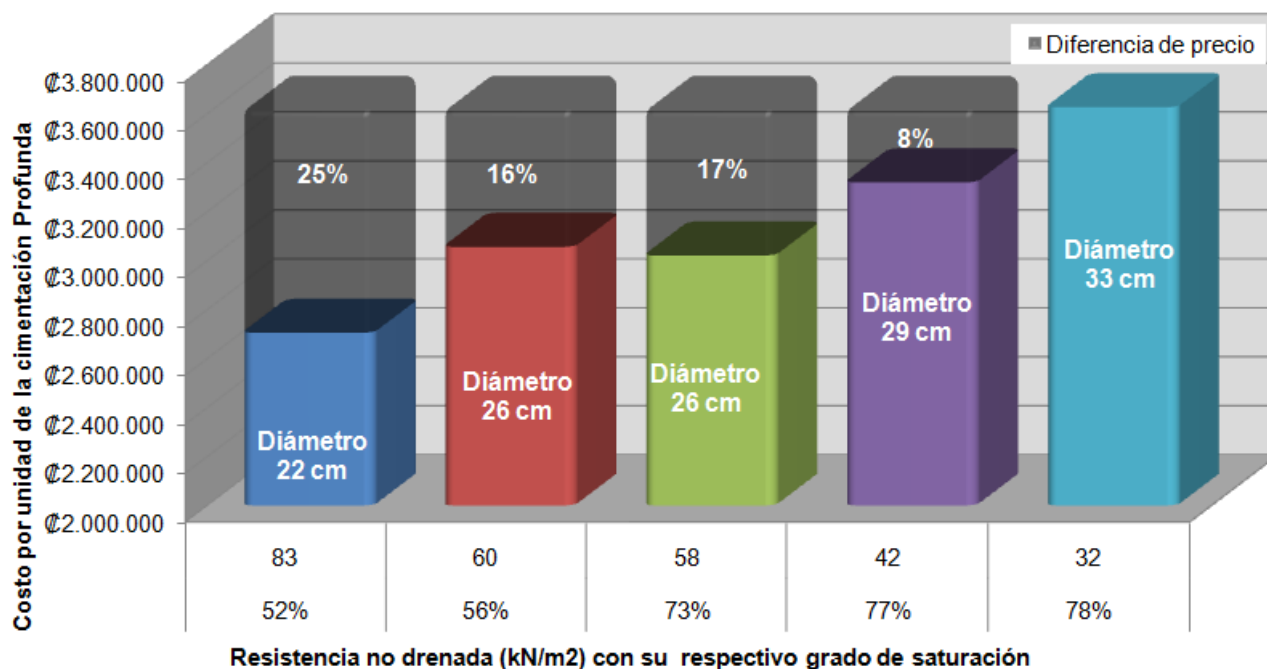


Gráfico 53. Variación de los costos de pilotes de acuerdo a la cohesión no drenada, en un mismo suelo a una relación de vacíos de 1,06, para dimensiones determinadas por el método λ . Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 2 Suelo Guadalupe

Para dicha muestra de suelo se presentan los costos por unidad de pilote, de acuerdo a la dimensión, resistencia no drenada y grado de saturación de la muestra tanto para el método α

como para el método λ . Utilizando una relación de vacíos de 1,10.

La longitud de empotramiento en ambos casos es de 15m siendo una medida estándar para la hincada de pilotes.

Diámetro (m)	Grado de saturación S_r %	Resistencia S_u (KN/m ²)	Precio (€/unidad)
0,32	49%	66	3 582 123
0,34	50%	54	3 713 684
0,34	58%	54	3 713 684
0,33	68%	58	3 669 830
0,36	69%	45	3 889 098

Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

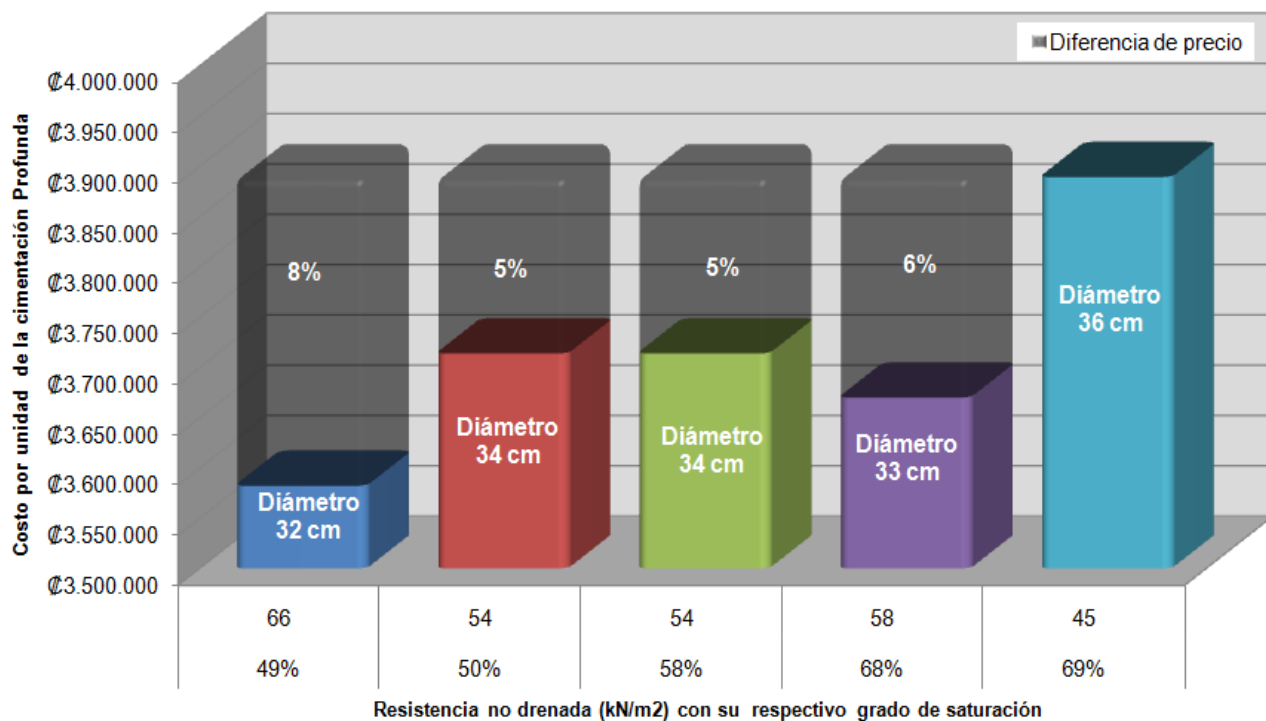
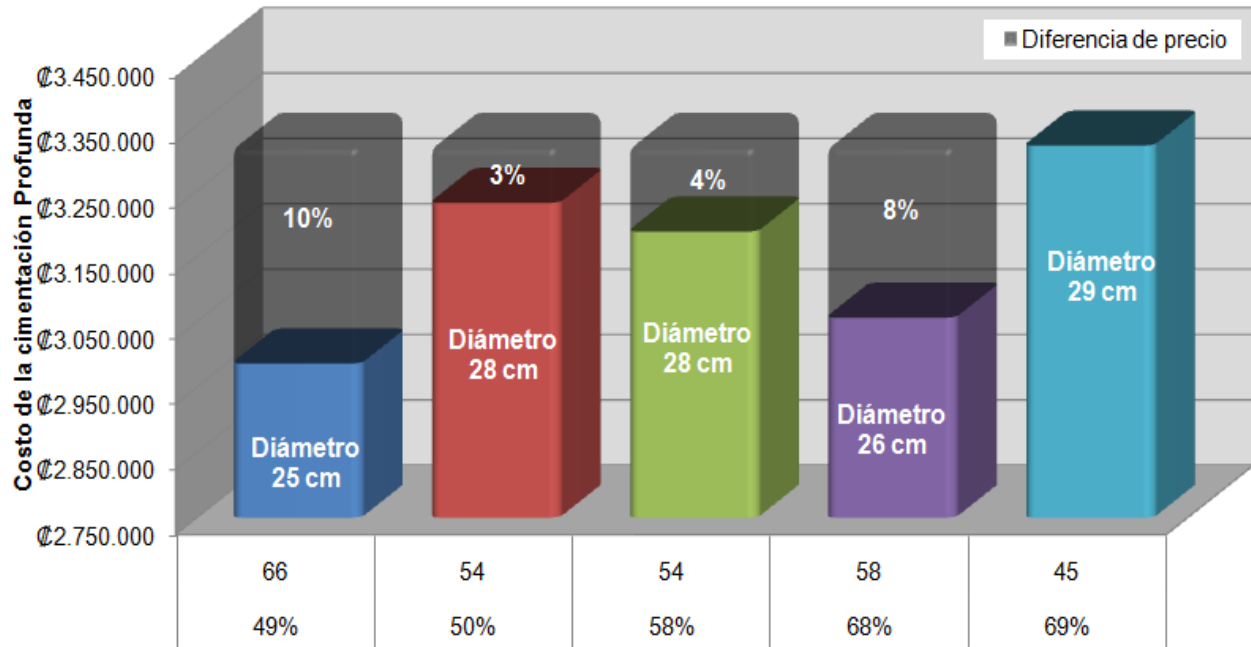


Gráfico 54. Diferenciación de los costos de pilotes de acuerdo a la cohesión no drenada, en un mismo suelo a una relación de vacíos de 1,10, para dimensiones determinadas por el método α . Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Cuadro 46. Costo de la cimentación profunda de acuerdo a su cohesión, para una relación de vacíos de 1,10, obtenido por el método λ .

Diámetro (m)	Grado de saturación S_r %	Resistencia S_u (KN/m ²)	Precio (¢/mL)
0,25	49%	66	2 985 716
0,28	50%	54	3 231 296
0,28	58%	54	3 187 442
0,26	68%	58	3 055 882
0,29	69%	45	3 319 003

Elaboración de la sustentante



Resistencia no drenada (kN/m²) con su respectivo grado de saturación

Gráfico 55. Diferenciación de los costos de pilotes de acuerdo a la cohesión no drenada, en un mismo suelo a una relación de vacíos de 1,10, para dimensiones determinadas por el método λ .
Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 3 Suelo Lindora

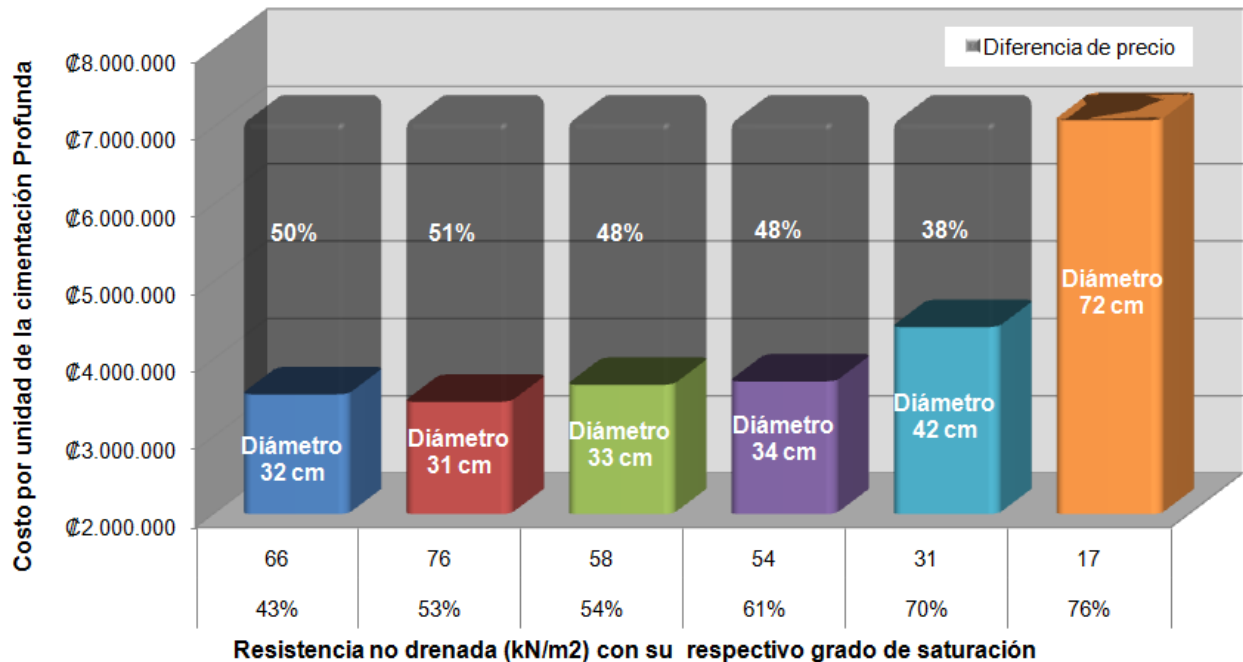
Al igual que las muestras anteriores, se presentan los costos de acuerdo a la dimensión, cohesión y saturación del suelo. Utilizando tanto el método α como el método λ para calcular las

dimensiones de la cimentación profunda. Los cuadros 47 y 48 corresponden a la relación de vacíos de 0,95.

La longitud de empotramiento en ambos casos es de 15m siendo una medida estándar para la hincada de pilotes.

Cuadro 47. Costo de la cimentación profunda de acuerdo a su cohesión, para una relación de vacíos de 0,95, obtenido por el método α.			
Diámetro (m)	Grado de saturación Sr %	Resistencia Su (KN/m ²)	Precio (€/unidad)
0,32	43%	66	3 547 041
0,31	53%	76	3 450 563
0,33	54%	58	3 669 830
0,34	61%	54	3 713 684
0,42	70%	31	4 415 340
0,72	76%	17	7 090 403

Elaboración de la sustentante

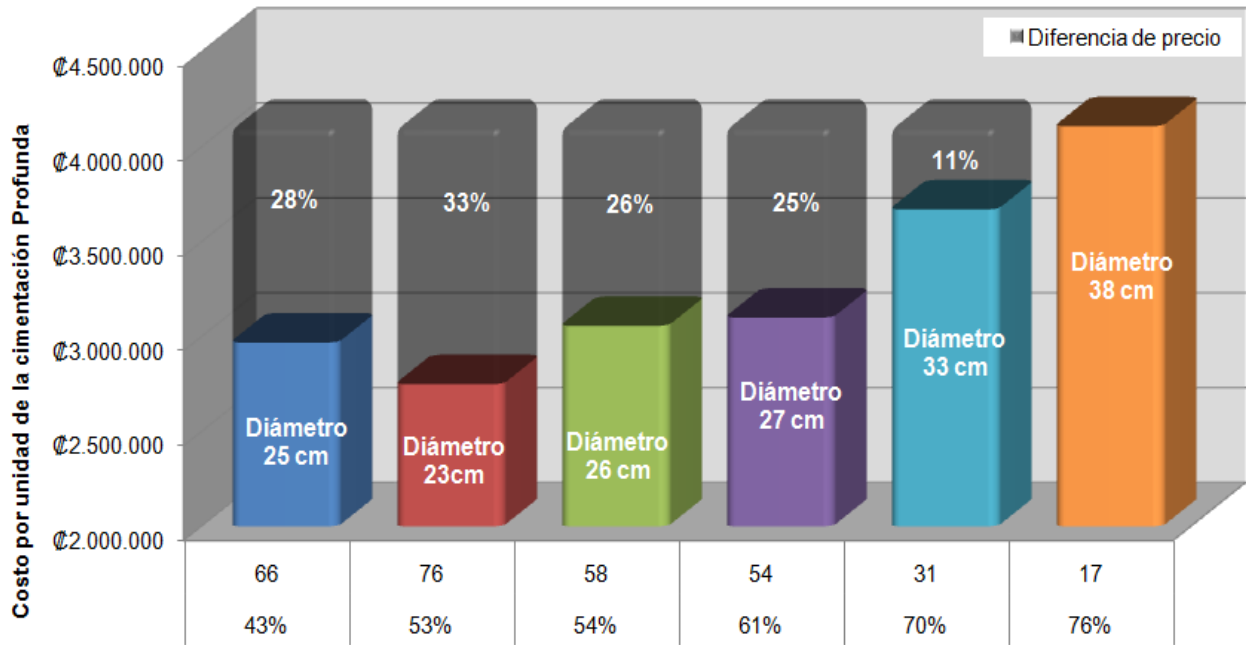


Resistencia no drenada (kN/m²) con su respectivo grado de saturación

Gráfico 56. Diferenciación de los costos de pilotes de acuerdo a la cohesión no drenada, en un mismo suelo a una relación de vacíos de 0,95, para dimensiones determinadas por el método α . Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Cuadro 48. Costo de la cimentación profunda de acuerdo a su cohesión, para una relación de vacíos de 0,95, obtenido por el método λ.			
Diámetro (m)	Grado de saturación Sr %	Resistencia Su (KN/m ²)	Precio (€/unidad)
0,25	43%	66	2 968 175
0,23	53%	76	2 748 907
0,26	54%	58	3 055 882
0,27	61%	54	3 099 735
0,33	70%	31	3 669 830
0,38	76%	17	4 108 365

Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008



Resistencia no drenada (kN/m²) con su respectivo grado de saturación

Gráfico 57. Diferenciación de los costos de pilotes de acuerdo a la cohesión no drenada, en un mismo suelo a una relación de vacíos de 0,95, para dimensiones determinadas por el método λ.
Elaboración de la sustentante Programa Microsoft Excel 2008

Análisis de los resultados

El objetivo primordial de la investigación es evaluar los cambios de resistencia producidos por diferentes grados de saturación en los suelos analizados, asimismo evaluar estos cambios en un diseño de cimentaciones profundas, logrando optimizar el diseño. Por lo tanto se realizaron diversas pruebas para identificar y clasificar el suelo así como ensayos de compresión para obtener las resistencias no drenadas de las muestras.

Las tres muestras de suelo son tamizadas por la malla N°4 con el fin de trabajar con las partículas finas del material el cual se considera menos permeable.

El siguiente cuadro presenta los límites líquidos e índices de plasticidad para los tres tipos de suelo. De acuerdo con Crespo (2004) el índice de plasticidad indica la cantidad de arcilla presente en el suelo, por lo tanto las muestras de suelo 1 HEREDIA y suelo 2 GUADALUPE mayor cantidad de arcilla que el suelo 3 LINDORA, el cual posee el menor índice plástico. A su vez el suelo 1 y 2 son de mediana plasticidad por tener un IP entre 10 y 20, el suelo 3 es denominado de baja plasticidad al estar su IP entre 5 y 10.

Tipo de suelo	Límite Líquido	Índice plástico
Suelo 1 Heredia Arcillas orgánicas	69	14
Suelo 2 Guadalupe Limos arcillosos	55	13
Suelo 3 Lindora Arenas finas limosas	50	9

Programa Microsoft Excel 2008

Al observar los límites de consistencia de cada muestra, se destacan altos valores del límite líquido (gráficos 1, 2 y 3), Crespo (2004) cita que el límite plástico es alterado por el contenido orgánico aumentado su valor, sin aumentar el del límite líquido, por esta razón se presentan límites

líquidos altos e índices de plasticidad relativamente bajos, como es el caso de la muestra de suelo 1 HEREDIA que corresponde a una arcilla orgánica OH según el método SUCS.

El contenido de material orgánico de la muestra 1 suelo HEREDIA, afecta en la producción de los especímenes del ensayo de compresión inconfina donde el suelo se vuelve muy sensible al variar el contenido de agua, dificultando la elaboración de los cilindros.

De acuerdo con Juárez y Rico (2004), el límite líquido alto corresponde a suelos de partículas finas, como es el caso de las tres muestras analizadas, a su vez señala que para $LL > 50$ el material es de alta compresibilidad, es decir su volumen se reduce al perder el agua presente en sus poros al estar sometido a una fuerza.

El porcentaje pasando la malla N°200 para el suelo 1 HEREDIA es de 71,53%, para el suelo 2 GUADALUPE es de 51,62% y el de suelo 3 LINDORA es de 50,70%. Estos porcentajes toman en cuenta el material que se desecha al lavar la muestra por el tamiz N°200. Según los porcentajes mostrados, las tres muestras son de grano fino ya que el porcentaje supera el 50% a su vez se confirma con los altos valores en el límite líquido como se menciono anteriormente.

Al analizar los cuadros 9, 10 y 11, se destacan los porcentajes retenidos de material en cada malla, cabe destacar que los suelos HEREDIA y GUADALUPE poseen la mayor cantidad de partículas con un tamaño mayor a 0,15mm y menor a 0,42mm, en el caso contrario la muestra de suelo 3 LINDORA la mayor cantidad de partículas analizadas están en tamaños entre 0,15mm y 0,075mm.

De acuerdo con Sillers, Fredlund & Zakerzadeh (2001) la curva característica suelo agua posee tres zonas de saturación, señaladas en la figura 9, para la muestra 1 Suelo HEREDIA la zona de saturación capilar comprende succiones de 0,1 a 40kPa, esta zona el suelo se encuentra saturado por las fuerzas capilares, el

límite de la zona es llamado valor de entrada de aire corresponde a 40 kPa. A partir de este límite el aire entra en los poros retirando el agua dentro de ellos esta zona para la muestra de suelo corresponde a succiones entre 40 a 100000kPa y es denominada la zona de desaturación, por último está la zona de saturación residual donde el agua permanece inmóvil en los poros y se da a succiones mayores a 100000kPa, en la siguiente figura se muestra las zonas señaladas para el suelo HEREDIA.

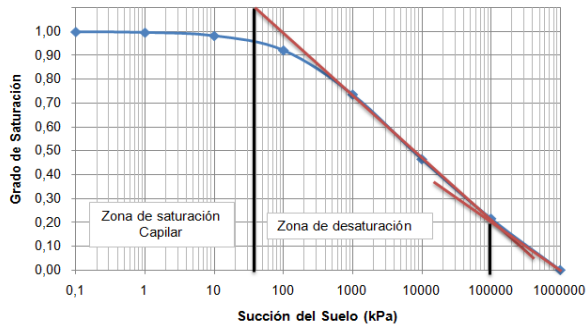


Figura 24. Identificación de zonas de saturación para la muestra 1 Suelo Heredia. Bagnarello Madrigal. Programa Microsoft Excel 2008

Para la muestra 2 Suelo GUADALUPE, la zona de saturación capilar posee un menor rango de succiones que el suelo anterior, esta zona se encuentra entre 0,1 a 25 kPa, es decir que este suelo requiere menor succión matricial para que el aire desocupe los poros llenos de agua, o por el contrario se requiere disminuir la succión para lograr mayores grados de saturación. Entre 20 a 450000kPa encontramos la zona de desaturación, siendo menor que el suelo anterior. A continuación se presentan la marcación de cada zona en la curva característica suelo agua.

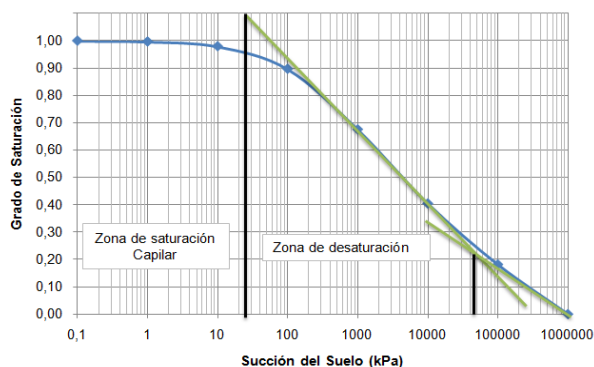


Figura 25. Identificación de zonas de saturación para la muestra 2 Suelo Guadalupe. Bagnarello Madrigal.

La muestra 3 suelo LINDORA presenta una zona de saturación capilar con succiones de 0,1 a 15kPa siendo la zona de saturación capilar más pequeña entre las tres muestras de suelo, a su vez la zona de desaturación también es la más pequeña con un rango de 15 a 39000kPa. La zona de saturación residual va de 39000 a 1000000kPa como se muestra en la siguiente figura.

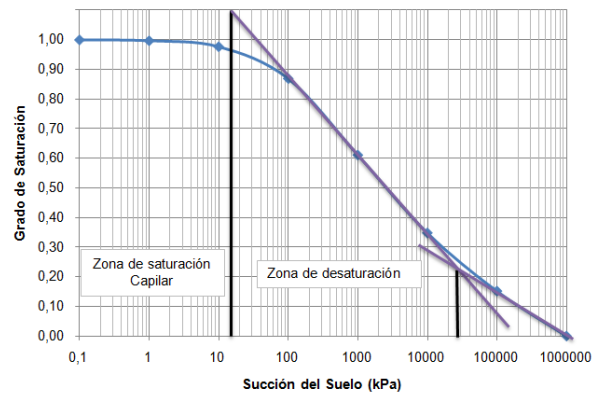


Figura 26. Identificación de zonas de saturación para la muestra 3 Suelo Lindora. Bagnarello Madrigal. Programa Microsoft Excel 2008

Con los datos anteriores se destaca que la muestra 3 es la que requiere menos valores de succión para lograr un alto grado de saturación, por el contrario de la muestra 1 que aún con valores altos de succión los poros empiezan a ser llenados por agua, alcanzando la saturación de la muestra.

Relacionando las tres curvas (gráfico 28) se observa que la muestra con mayor índice de plasticidad y mayor porcentaje pasado la malla N°200 es la presenta mayores grados de saturación a las succiones establecidas, al contrario de la muestra 3 que presenta menor índice y menor porcentaje, por ende menor grado de saturación para las mismas succiones que los otros suelos.

Observando las figuras anteriores (24,25 y 26), se puede afirmar que existe mayor succión, a medida que disminuye contenido de agua en el suelo, por ello se dice que en un suelo no saturado los cambios volumétricos están asociados a la succión entre otros factores tales como el esfuerzo de succión, esfuerzo normal, comportamiento físico-químico entre partículas.

No basta con analizar la curva característica para entender el comportamiento

de un suelo no saturado y la influencia de la succión en este, también se requiere estudiar el comportamiento del esfuerzo y deformación del suelo a diferentes grados de saturación. Por ello se realiza primeramente el ensayo de Proctor estándar, para identificar el contenido de humedad óptima y la densidad seca máxima para cada muestra analizada. Esto con el fin de establecer las densidades y relación de vacíos que se deben repetir para las probetas del ensayo de compresión confinada y el de compresión triaxial.

La muestra 2 Suelo HEREDIA posee el mayor contenido de humedad entre las tres muestras, pero no la menor densidad, esto debido a que la curva de mejor ajuste requiere mayor cantidad de puntos para formarse correctamente, cabe destacar que para las otras muestras la curva se realizó con 5 puntos, no obstante para el ensayo de las tres muestras se realizaron 6 puntos del Proctor estándar de los cuales se eliminaron los que no calzaban con la curva de mejor ajuste. La muestra 3 Suelo LINDORA, si se comporta según la relación mencionada, ya que posee la mayor densidad seca máxima y el menor contenido de humedad.

Según lo propuesto por Sanz en 1975, el suelo 1 HEREDIA y el suelo 3 LINDORA son pocos sensibles al agua ya que muestran una curva de compactación aplastada, al contrario del suelo 2 GUADALUPE el cual por su forma puntiaguda se dice que un cambio en la humedad se refleja en la densidad seca.

La conformación de las probetas por el método de subcompactación para mantener la relación de vacíos y variar el grado de saturación, ocasionó que se tuvieron que repetir varias probetas ya que la cantidad de agua agregada producía un material en estado casi líquido, por lo que se debía bajar el porcentaje de saturación para poder conformarla. Se realizaron cinco probetas con distintas saturaciones para dos relaciones de vacíos de un mismo suelo, en algunos casos se eliminaron los resultados que no concordaban con la relación de vacíos establecida.

La finalidad del ensayo de compresión confinada es determinar la resistencia última, cohesión y deformación del suelo a diferentes contenidos de humedad. El suelo 1 HEREDIA a una relación de vacíos de 1,06 presenta mayor resistencia última y menor porcentaje de deformación, a mayor grado de saturación,

conforme aumenta el contenido de agua el suelo resiste menos y se deforma más, asimismo el tipo de falla cambia como se observa en el gráfico 10. Es decir, para las probetas a saturaciones de 52% y 56%, se presenta una falla frágil según la forma de la curva, para 73% y 77% la falla se considera de falla dúctil y al 78% la forma de la curva se presenta como falla plástica. En las siguientes figuras se muestran las probetas de 52% y 78% de saturación ya falladas.

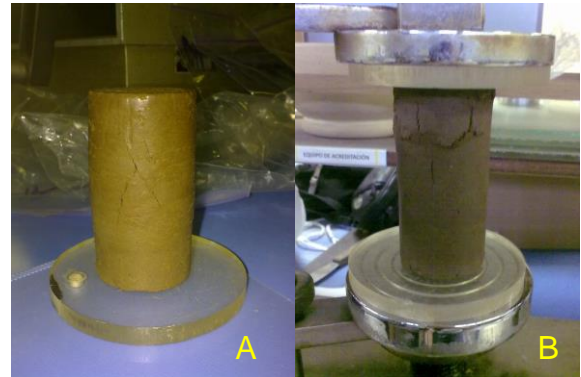


Figura 27. A) Probeta fallada saturada al 78%. B) Probeta fallada saturada al 52%. Ambas suelo 1 Heredia. Bagnarello Madrigal. Programa Paint

En el círculo de Mohr para todas muestras sometidas a compresión simple sus esfuerzos son $\sigma_3=0$, $\sigma_1 =q_u$, y el cortante corresponde a la mitad del q_u , siendo igual a la cohesión (C_u). El gráfico 11 muestra el círculo de Mohr para el suelo HEREDIA a una relación de 1,06, se observa que el mayor esfuerzo normal es el de la menor saturación. Al analizar la otra relación de vacíos para el mismo suelo, se destaca el mismo comportamiento, de presentar fallas frágiles para las muestras menos saturadas y fallas plásticas para las de mayor contenido de agua. No obstante al poseer menor relación de vacíos quiere decir que está más compactada, y su capacidad esfuerzo normal es mayor que las muestras de $e=1,06$. Esto se confirma al comparar el gráfico 11 y 13, ya que para saturaciones parecidas la diferencia del esfuerzo normal en las muestras de $e=1,00$ es casi el doble que las de $e=1,06$.

Para la muestra 2 suelo GUADALUPE a una relación de vacíos de 1,10, se da el mismo comportamiento en el gráfico esfuerzo deformación (gráfico 14), las muestras con mayor grado de saturación presentan mayor porcentaje

de deformación y menos resistencia de carga, lo que no ocurre en el gráfico 15, pues la muestra de 68% de saturación tiene un esfuerzo normal máximo mayor al de las probetas de 50% y 58% de saturación, debido al fenómeno de doble pico, propuesto por Baltodano (2006) el cual señala que las muestras cercanas al primer pico tienen un comportamiento de material denso, al contrario de las muestras cercanas al segundo pico cerca del régimen capilar, donde el material se comporta como suelto, reflejado en las altas deformaciones y poca resistencia no drenada.

Del mismo modo las muestras a una relación de vacíos de 0,93, tienen un comportamiento muy similar a las de $e=1,10$, con esfuerzos normales menores a medida que se aumenta el grado de saturación de la muestra. La muestra al 80% de saturación presenta mayor esfuerzo normal y mayor esfuerzo cortante debido al fenómeno del doble pico donde se observa que la resistencia baja a medida que el grado de saturación aumenta, no obstante se presenta un incremento en la resistencia en este caso a un 80% de saturación, nuevamente sigue el patrón de disminución de la resistencia según lo postulado por Baltodano (2006).

En el gráfico 14 se aprecia el tipo de falla de las muestras, para las probetas a una saturación de 49% y 50% la falla es frágil, para el caso de las tres muestras restantes se presenta una falla dúctil. Asimismo, en el gráfico 16 falla frágil presentan las muestras a grados de saturación de 57% y 67%, y las elaboradas a saturaciones de 76% y 80% poseen forma de falla plástica relacionada a suelos blandos o compresibles.

El mismo comportamiento se observa en la muestra 3 suelo LINDORA, a mayor porcentaje de saturación mayor deformación y menor resistencia del suelo, en el gráfico 18 se destaca que para ciertas probetas se da nuevamente el comportamiento del doble pico mencionado anteriormente, como es el caso de la muestra a un grado de saturación de 53%, en el gráfico 19 la cual presenta mayor resistencia cortante y esfuerzo normal que la muestra a 43%, ya esta señala un pico en el comportamiento del suelo. El doble pico es más común en suelos granulares, no obstante con las muestras analizadas se puede decir que también es un fenómeno que afecta los suelos finos.

Las muestras de 53% y 54%, que la curva describe una falla frágil, y falla plástica para

los grados de saturación de 70% y 76%. La saturación y los efectos de la misma ocasionan que el suelo con mayor cantidad de agua tienda a comportarse como material suelto. Esto se observa en los gráficos 18 y 20 donde los especímenes con mayor cantidad de agua presentan falla plástica relacionada a suelos blandos y sueltos.

Como se mencionó anteriormente, la succión matricial interviene en el comportamiento de los suelos no saturados así como las fuerzas físico-químicas entre partículas y las fuerzas capilares. La succión aumenta conforme baja el porcentaje de saturación como se muestra en el modelo estimado de la curva característica suelo-agua en el gráfico 28.

Barrera (2002) señala la succión matricial como responsable de cambios en esfuerzo deformación, no obstante la estructura del suelo y los mecanismos asociados al régimen de saturación tiene efecto en el comportamiento de la deformación del suelo (Baltodano, 2006) en todos los casos de los ensayos de compresión confinada a medida que el grado de saturación aumenta la deformación del suelo es mayor y su resistencia al cortante no drenada es menor.

Es decir, para partículas pequeñas de suelo se tienen mayores fuerzas microscópicas, de las cuales depende la magnitud del esfuerzo de succión en un suelo. Se dice que a menor partícula de suelo se genera mayor grado de saturación a una misma succión, debido a que el menisco que se produce entre partículas, es más pronunciado, generando mayores tensiones superficiales (Baltodano, 2006) lo cual se comprueba en el gráfico 28, donde la muestra 1 suelo Heredia es la que posee mayor índice plástico y mayor porcentaje de material pasando la malla N°200 como se mencionó anteriormente.

La muestra al 100% de saturación se obtiene del ensayo de compresión triaxial no consolidado no drenado (UU), para poder ser comparada con los resultados de compresión simple esta muestra debía ser elaborada a la misma relación de vacíos con las que se trabajó cada suelo, sin embargo para el suelo HEREDIA y suelo GUADALUPE la probeta de la triaxial se conformó antes de establecer las relaciones de vacíos. En el siguiente cuadro se presentan las relaciones de vacíos necesarias para comparar los resultados, se observa que ninguna relación de vacíos calza con la requerida, por este motivo los resultados obtenidos en los ensayos de

compresión triaxial y compresión inconfiada no pueden ser comparados.

Muestra	Relación de vacíos esperada	Relación de vacíos obtenida
Suelo Heredia	1,06	1,51
Suelo Guadalupe	1,10	1,32
Suelo Lindora	0,95	0,87

Programa Microsoft Excel 2008

Observando el gráfico esfuerzo deformación (gráfico 22) del ensayo de compresión triaxial para la muestra 1 suelo HEREDIA, se destaca el corto tiempo en que la muestra falla, la velocidad de deformación corresponde al 1% de la altura en un minuto, es decir que en menos de un minuto la muestra falla ya que presenta su máximo esfuerzo desviador a una deformación unitaria de 0,72% y la muestra mide 145,03mm de altura lo que corresponde a 43 segundos. De acuerdo a la muestra alcanza una deformación menor al 2% cuando se produce la falla que corresponde a falla frágil. Por el contrario, la muestra 2 suelo GUADALUPE dura más en su proceso de falla, obteniendo su mayor esfuerzo desviador a una deformación unitaria de 3,69%, la velocidad de falla es de 1,383mm/ min, la muestra tarda 5,103 min en obtener su mayor esfuerzo.

Comparando el gráfico 24 con el del suelo anterior, esta muestra soporta mayor deformación. La forma de la curva presenta una falla frágil. La muestra 3 suelo LINDORA la rotura es tipo plástica o falla por punzonamiento (gráfico 26), siendo la muestra que duró más tiempo en encontrar el esfuerzo desviador máximo, con un tiempo de 10,1 min, para una velocidad de 1,4050mm/min a una deformación unitaria de 10,10%.

A pesar que la muestra 3 tarda mayor tiempo en obtener su esfuerzo máximo es la que resiste menor esfuerzo normal y esfuerzo cortante, la muestra 2 soporta valores más altos de esfuerzo tanto normal como cortante, por lo que posee la máxima resistencia no drenada.

Es necesario evaluar la variación en el comportamiento de la resistencia no drenada de acuerdo al grado de saturación, ya que la resistencia es el parámetro necesario para realizar el diseño de la cimentación profunda y

poder apreciar el comportamiento en los suelos no saturados.

El gráfico 35 muestra la línea de tendencia generada por la cohesión en función del grado de saturación, además se muestra la ecuación de la curva y el valor de R^2 el cual señala la fiabilidad de la curva conforme su valor se acerque a 1, para el caso de la muestra 1 suelo Heredia ($e=1,06$) se encuentra en un rango aceptable con un $R^2=0,9999$. Para el mismo suelo con un $e=1,00$ la curva de tendencia presenta una fiabilidad aceptable con un $R^2=1$. La tendencia es que a menor grado de saturación la resistencia del suelo es mayor. No obstante para correlacionar los datos con las líneas de tendencias se requiere analizar una mayor cantidad de muestras.

Para la muestra de suelo GUADALUPE la curva de tendencia presente en el gráfico 37 para $e=1,10$, es confiable ya que el R^2 es 0,9546., a pesar del valor de R^2 cercano a 1 se debe tener mayor número de especímenes para correlacionar los valores de resistencia al corte no drenada y el grado de saturación, con la ecuación de la curva de tendencia. La línea de tendencia en el gráfico 38 para $e=0,93$ es más acertada con un $R^2 =1$. Presentando el comportamiento típico de valores bajos de resistencia a medida del aumento del contenido de agua. No obstante se requieren más valores para ajustar mejor la curva de tendencia y obtener una adecuada correlación en los datos.

La muestra 3 suelo LINDORA a relaciones de vacíos de 0,95 y 0,88, posee el mismo comportamiento con respecto a las otras muestras donde la resistencia no drenada decrece conforme aumenta el grado de saturación. En el gráfico 39 se observa la curva de tendencia del grado de saturación versus la resistencia no drenada, esta curva correlaciona los datos y es reflejado en el valor de R^2 es de 0,9514, muy cercano a 1 por lo que estadísticamente la ecuación de la línea correlaciona correctamente los valores.

El diseño de las cimentaciones profundas se divide en tres partes donde se evalúa el efecto de un suelo no saturado en una estructura, de acuerdo a su capacidad soportante admisible, al factor de seguridad y a la diferencia de costos. La resistencia no drenada obtenida del ensayo de compresión simple es la utilizada para realizar los cálculos, así como su saturación respectiva. Los resultados del ensayo triaxial se utilizan para la

saturación al 100%, estos no son comparables con los demás por su diferente relación de vacíos como se hablo inicialmente.

La carga admisible se obtiene por dos métodos utilizados comúnmente, el método α de Tomlinson y el método λ de Vijayvergiya y Focht (1972). Primeramente se determina la capacidad de carga admisible (Q_{adm}), proponiendo 5 dimensiones de pilotes citados en el cuadro 36, y utilizando un factor de seguridad establecido por el código de cimentaciones de Costa Rica (2009) para carga estática, es decir que por cada muestra de suelo se realizan 5 diseños. En el gráfico 40 y 41, se muestra la variación de la capacidad de carga de acuerdo al porcentaje de saturación para diferentes diámetros de pilotes, en el suelo HEREDIA a cada relación de vacíos 1,06 y 1,00 respectivamente, calculado por el método α . Cada barra representa una saturación, por ejemplo en el gráfico 40 la barra de mayor carga admisible es la azul que corresponde a una saturación del 52%, el caso del grado de saturación al 78% representado por la barra amarilla la cual es la menor carga para todos los diseños. Asimismo, el gráfico presenta para un mismo diámetro y profundidad, a una misma relación de vacíos pero a diferentes saturaciones la carga admisible también varía, la mayor capacidad de carga se obtiene a menor grado de saturación. Del mismo modo en el gráfico 41, a medida que aumenta la saturación disminuye la carga, en este caso se presentan mayores cargas admisibles ya que la relación de vacíos es menor y se trabaja con mayores resistencias no drenadas. Cabe destacar que la capacidad de carga admisible varía dependiendo del método utilizado para calcularla, en los gráficos 46 y 47, se destacan mayores cargas para las mismas dimensiones y cohesiones de los gráficos 40 y 41. Es decir que el método λ proporciona mayores capacidades de carga que el método α .

La muestra 2 suelo GUADALUPE, presenta mayores capacidades de carga al calcularlas con el método λ siendo una característica propia del método de diseño, no obstante son cargas similares si se comparan los gráficos de las distintas relaciones de vacíos (gráficos 42, 43, 48 y 49). Al igual que el suelo anterior la capacidad depende de la resistencia, y esta cambia de acuerdo al grado de saturación de la muestra. Se destaca que a mayor diámetro de pilote mayor es la capacidad de carga, en un

mismo diámetro la capacidad de carga disminuye a mayor contenido de agua.

El suelo LINDORA, muestra una variación reflejada en los dos métodos y se da en las dos relaciones de vacíos. En la relación de vacíos de 0,95 la muestra de 53% de saturación muestra mayor capacidad admisible que la de 43% (véase gráfico 44 y 50), anteriormente se mencionó que es debido al fenómeno del doble pico (Baltodano,2006) donde las resistencias bajan a medida que aumenta el grado de saturación produciéndose un incremento cerca del régimen capilar. Con este incremento en la resistencia no drenada se explica el aumento de de la capacidad admisible, al compararla con la capacidad de las muestras con menores grados de saturación. Lo mismo sucede en la relación de vacíos de 0,88 para la muestra de 71% de saturación (gráfico 45 y 51). Dicha muestra marca el doble pico en el comportamiento del suelo, por eso posee mayor capacidad admisible que las muestras de menores grados de saturación, ya que su resistencia no drenada es mayor que la muestra a 61% de saturación.

La capacidad de carga mayor es aportada por el método λ , esto debido a que el método agrega un esfuerzo efectivo, utiliza el doble de la resistencia, siendo una característica propia del método. Cabe destacar que con los gráficos anteriores, se explica mejor el comportamiento de los suelos no saturados, visualizando la diferencia de capacidad de carga generada por distintos grados de saturación en un mismo suelo a una misma relación de vacíos. Es correcto afirmar que no solo la succión si no la estructura del suelo y los mecanismos asociados al régimen de saturación ejercen mayor capacidad en un suelo y afectan las deformaciones del mismo. Se ha dicho ya que la succión genera una rigidez entre las partículas aportando mayor cohesión, esta rigidez se pierde al bajar la succión matricial y esta disminuye al aumentar el contenido de humedad. No obstante se deben tomar en cuenta las fuerzas físico-químicas entre las partículas.

En la segunda parte se evalúa el cambio del factor de seguridad conforme la muestra se satura, para ello se mantienen constante las dimensiones del pilote y se supone una carga aplicada, en este caso de 21 ton. Se realiza el cálculo para los cinco diseños propuestos en el cuadro 36, en cada suelo se calculan los factores de seguridad para las dos relaciones de vacíos

estudiadas y para los resultados de la prueba triaxial, correspondiente al 100%, esta no puede ser comparada por su distinta relación de vacíos como se menciona anteriormente. Del mismo modo se calculan los factores para ambos métodos de diseño.

En el cuadro 31 se muestra la variación del factor de seguridad para la muestra de suelo HEREDIA, el diseño 1 corresponde a un pilote con diámetro de 30cm, en este caso el mayor factor de seguridad es de 3,05 a una saturación del 52% y el menor correspondiente a 2,29 es para el suelo 78% de saturación, estos valores para una relación de vacíos de 1,06. Cabe destacar que el comportamiento del factor de seguridad también se ve afectado por el agua presente en el suelo, a medida que la cantidad de agua aumenta el factor de seguridad para el diseño de pilotes disminuye. De igual manera se comportan las muestras con $e=1,00$, los factores de seguridad aumentan conforme se aumenta el diámetro del pilote pero disminuyen a mayor grado de saturación. En el cuadro 32 para el mismo suelo e igual relación los factores de seguridad se calcularon a partir de la carga última obtenida por el método de diseño propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972) el método λ . Los factores de seguridad son mucho mayores que los del cuadro 31, con una diferencia en poco menos del doble, esta diferencia se mantiene para las otras dos muestras de suelo GUADALUPE y LINDORA. A una misma condición como la muestra al 100% de saturación a un diámetro de 55cm el método α proporciona un factor de seguridad de 6,52 mientras que el método λ . da un $FS=10,48$. De esta manera se afirma que el método λ proporciona un diseño más conservador.

En los cuadros del 33 al 36, para las muestras de suelo GUADALUPE y LINDORA, se repite el mismo comportamiento, teniendo mayor factor de seguridad al aumentar las dimensiones y al aumentar la saturación el factor disminuye. En el momento en que se diseñe una estructura suponiendo la condición crítica de saturación, como por ejemplo en el suelo LINDORA a un diámetro de 45cm se realiza el diseño para una saturación del 78%, pero en la realidad el suelo a utilizar está a un 43% de saturación, quiere decir que mi factor de seguridad paso de 1,81 a 4,42, lo que me genera una sobredimensión de la estructura y un mayor costo, ya que se pudo haber realizado con dimensiones menores. En

caso contrario, diseño para una saturación de 43%, y el suelo a utilizar está a un contenido de agua mayor a un 78% de saturación, por lo que ya no se trabaja con un $FS= 4,42$, en realidad será de 1,81, es decir la estructura que se diseñó ya no soporta lo esperaba sino menos carga y el factor de seguridad no protegió.

Este comportamiento se ve sumamente reflejado en el costo de la estructura, analizado en esta tercera parte, para ello se toman las resistencias identificadas para cada muestra a diferente saturación del suelo correspondiente, se mantiene constante una supuesta carga aplicada de 21 ton y también se mantiene el factor de seguridad de 3. La dimensión del pilote la variará hasta que cumpla la condición de $FS=3$.

El costo de la estructura varía de acuerdo al diámetro y a la longitud de empotramiento, para un mismo suelo se trabajan iguales longitudes y diferentes diámetros. La dimensión del pilote es calculada a partir de las dos teorías de diseño mencionadas anteriormente. Para cada suelo se realizó el cálculo tomando en cuenta las relaciones de vacíos analizadas, no obstante solo se presenta el costo para la mayor relación de vacíos. Los pilotes se suponen hincados y su costo fue suministrado por la empresa CODOCSA construcción de infraestructura.

Para el suelo 1 HEREDIA al establecer las dimensiones con el método α , la longitud de empotramiento para todas las muestras a sus distintas relaciones de vacíos se mantiene en 15m lo cual resulta una medida estándar en la hincada de pilotes, cambiando el diámetro el cual varía de entre 30 a 39 cm para $e=1,06$, y de 26 a 33cm para la relación de vacíos de 1,00. Con el método λ se mantiene la misma longitud de empotramiento de 15 m para las diferentes relaciones de vacíos, se observa que la relación de vacíos de 1,06 requiere mayores dimensiones que la de $e=1,00$ en la cual los diámetros se encuentran entre 16 a 25 cm, y para la relación de vacíos $e=1,06$ los diámetros son de 22 a 33cm.

El costo varía de acuerdo al diámetro del pilote, y la diferencia de diámetro en este caso se obtiene a diferentes grados de saturación. Es decir, en un mismo suelo el diseño cambia de acuerdo al grado de saturación, en la práctica este cambio de saturaciones se da por la lluvia o infiltración en el suelo. Al conocer la frecuencia de lluvia y tener un estudio de cuanto es el máximo grado de saturación que puede llegar

ese suelo a lo largo del tiempo, puedo disminuir el rango de incertidumbre en el diseño de cimentaciones profundas, ya que no sería necesario diseñar para un suelo saturado siendo la situación crítica. Por ejemplo, si tiene que en el campo los grados de saturación máximos rondan de 60% a 70%, al observar el gráfico 52 se trabajaría en el rango del 56% al 73% lo que corresponde a un diseño de pilotes con diámetros de 33 cm, descartando los diámetros de 39, 36 y 30 cm, lo que significa que estoy disminuyendo la incertidumbre en el diseño. Es decir, no tendría que suponer la condición crítica, ya que se tendría la certeza del rango de variación probable; al reducir la incertidumbre la optimización del diseño se ve reflejada en las dimensiones de la estructura y en el costo de la misma.

En el gráfico 52 al comparar la muestra al 78% de saturación con la que está al 56%, se observa una diferencia de precio del 14%, lo cual muestra la factibilidad de diseñar bajo un rango probable de saturación siempre y cuando se tengan los estudios necesarios para garantizar esa saturación a lo largo del tiempo, para estar del lado de la seguridad en todo momento.

La muestra de suelo GUADALUPE presenta las mismas condiciones que el suelo mencionado anteriormente, con una longitud de empotramiento de 15m para ambos métodos a sus dos relaciones de vacíos. Los diámetros obtenidos son muy parecidos entre las relaciones de vacíos, para el método α rondan entre 32 a 36cm, teniendo una diferencia máxima de precio del 8% como se muestra en el gráfico 54. Para el método λ los diámetros oscilan entre 25 a 29cm para ambas relaciones de vacíos, en el gráfico 55 se muestra la máxima diferencia en el precio por unidad de pilote es de 10%. Lo que significa que al disminuir el rango de incertidumbre en el grado de saturación a utilizar, da como resultado una optimización en el diseño.

El diámetro del pilote aumenta a mayor grado de saturación, como se presenta en los gráficos 54 y 55. Cabe destacar que para la saturación de 68% se tiene un diámetro menor debido al fenómeno de doble pico, tiene mayor resistencia no drenada que las muestras a 50% y 58% de saturación.

Del mismo modo el comportamiento del suelo LINDORA, a una longitud de empotramiento de 15 m para ambos métodos, los diámetros obtenidos con el método α varían de

32 a 72 cm, y los diámetros calculados para el método λ se encuentran entre 25 a 38 cm. Observando los gráficos 56 y 57, se destaca el mayor diámetro a mayor grado de saturación, como se mencionó anteriormente se puede optimizar en el diseño al trabajar con el rango de saturaciones probables. Ya que para el método α a un grado de saturación de 43% se tiene una diferencia del 50% en el precio por unidad del pilote al ser comparado con la muestra con un grado de saturación de 76%.

La diferencia de dimensiones en una cimentación profunda diseñada en un mismo suelo se da por las distintas resistencias no drenadas obtenidas a diversos grados de saturación. Debido a que la succión matricial interviene en el comportamiento de la deformación y resistencia al corte de un suelo no saturado, así como las fuerzas físico-químicas entre partículas y los mecanismos relacionados con el régimen de saturación (Barrera, 2002).

Queda demostrado que el estudiar en campo la saturación máxima y mínima que puede presentar el suelo, y aplicar estos resultados al diseñar bajo un rango de grados de saturación, disminuye la incertidumbre en el diseño y logra optimizarlo. Lo cual es reflejado en el costo de la obra.

Conclusiones y Recomendaciones

Conclusiones

1. Un tipo de suelo a una relación de vacíos establecida se le puede variar la capacidad de resistencia de esfuerzo normal y esfuerzo cortante con el solo cambio del grado de saturación, debido a la relación existente entre la saturación y el esfuerzo de succión.

2. En los materiales de partículas finas analizados, también se observó el fenómeno de doble pico, donde las muestras con menores contenidos de humedad se comportan como material denso y las muestras cercanas al segundo pico se comportan como material suelto.

3. Manteniendo una misma carga aplicada y una misma dimensión de pilote los factores de seguridad varían en una muestra de suelo al cambiar el contenido de agua, debido a la relación existente entre el esfuerzo de succión y el grado de saturación. El incremento en el factor de seguridad, es proporcional a la mayor resistencia no drenada, y esta en parte se obtiene a medida del aumento en la diferencia entre la presión de aire y presión de agua, es decir la succión matricial, las fuerzas capilares y las fuerzas físico-químicas entre las partículas.

4. Los costos para las cimentaciones profundas varían de acuerdo al diámetro y longitud de empotramiento, para una misma muestra sus dimensiones se diferencian al cambiar el grado de saturación en que se encuentre el suelo. Por lo que el costo si considera el efecto del esfuerzo de succión ya que si disminuye el esfuerzo de succión disminuye la resistencia no drenada y se requiere mayor diámetro de cimentación, lo que implica una elevación en el costo.

5. Diseñar suponiendo una condición crítica como es un suelo saturado, aumenta el rango de

incertidumbre en el diseño, ocasionando un rango muy amplio en variabilidad del grado de saturación. El cual podría ser optimizado al poseer un método de diseño para suelos no saturados.

Recomendaciones

1. Se deben continuar con investigaciones de este tipo para ampliar el conocimiento en la mecánica de suelos no saturados, en especial en Costa Rica para aplicarlo en general en todo diseño de estructuras.

2. En las investigaciones próximas, analizar el contenido de humedad en campo y compararlo con los grados de saturación manejados en el laboratorio para saber si se encuentran en un mismo rango.

3. Establecer una comparación directa del comportamiento de la cohesión respecto al esfuerzo de succión en cada suelo, mediante la construcción de una curva característica suelo-agua, así como pruebas de tensión.

4. Se debe realizar el ensayo de compresión confinada de primero, ya que elaboración del espécimen requiere mayor tiempo y es más difícil controlar la relación de vacíos de las probetas de compresión confinada que las probetas de compresión triaxial, ambas muestras deben poseer la misma relación de vacíos, para poder establecer una comparación.

5. En el diseño de las cimentaciones profundas, se debe de considerar el efecto de la compactación del material alrededor del pilote provocado por la hinca, este genera una reducción de la razón de vacío y un aumento del grado de saturación.

6. En una próxima investigación de cimentaciones profundas, comprobar el comportamiento de la resistencia en punta con un grado de saturación mayor al utilizado en la resistencia por fricción.

7. Como futura investigación se puede comparar el costo que requiere los estudios preliminares para obtener el rango de saturación del terreno con la optimización del costo al diseñar para un suelo no saturado, sin suponer una condición crítica.

Apéndices

Apéndice 1. Resultados ensayo compresión inconfiada.

A continuación se presentan las dimensiones y condiciones de saturación de cada probeta utilizada en el ensayo de compresión inconfiada.

Muestra 1 Suelo Heredia

La constante del anillo corresponde a 3,9773, y el Gs de la muestra de suelo es de 2,7. En el siguiente cuadro se presenta la relación de vacíos, longitud, diámetro, área, volumen, contenido de humedad, grado de saturación y densidad total, respectivamente, de las probetas utilizadas para el suelo 1 Heredia

e	Lo(mm)	Do (mm)	Ao (mm ²)	Vo (mm ³)	%W	Sr %	yt(g/cm ³)
1,06	70,52	33,30	870,92	61414,39	22%	52%	1,537
	70,72	33,35	873,54	61773,66	24%	56%	1,560
	69,78	33,03	857,03	59806,23	27%	73%	1,711
	69,30	33,02	856,16	59332,08	28%	77%	1,733
	70,25	32,93	851,85	59842,21	32%	78%	1,684
1,00	69,33	33,27	869,18	60262,97	18%	50%	1,601
	70,75	33,35	873,54	61802,78	21%	55%	1,614
	71,33	33,05	857,89	61196,32	26%	67%	1,671
	69,33	32,58	833,84	57812,66	28%	79%	1,770

Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 2 Suelo Guadalupe

La constante del anillo corresponde a 3,9773, y el Gs de la muestra de suelo es de 2,7. En el siguiente cuadro se presenta la relación de vacíos, longitud, diámetro, área, volumen, contenido de humedad, grado de saturación y densidad total, respectivamente, de las probetas utilizadas para el suelo 2 Guadalupe.

e	Lo(mm)	Do (mm)	Ao (mm ²)	Vo (mm ³)	%W	Sr %	yt (g/cm ³)
1,1	70,68	33,10	860,49	60822,31	21%	49%	1,51
	70,57	33,07	858,76	60599,68	22%	50%	1,50
	71,07	33,55	884,05	62826,21	25%	58%	1,57
	71,15	33,03	857,03	60977,50	27%	68%	1,65
	71,13	33,00	855,30	60840,24	27%	69%	1,66
0,93	70,97	33,47	879,66	62426,53	21%	57%	1,63
	70,48	32,87	848,40	59798,13	23%	67%	1,73
	70,25	32,15	811,81	57029,32	26%	76%	1,77
	70,67	31,78	793,39	56066,49	26%	80%	1,81

Muestra 3 Suelo Lindora

La constante del anillo corresponde a 3,9773, y el Gs de la muestra de suelo es de 2,67. En el siguiente cuadro se presenta la relación de vacíos, longitud, diámetro, área, volumen, contenido de humedad, grado de saturación y densidad total, respectivamente, de las probetas utilizadas para el suelo 3 Lindora.

e	Lo(mm)	Do (mm)	Ao (mm ²)	Vo (mm ³)	%W	Sr %	yt (g/cm ³)
0,95	68,48	33,37	874,41	59882,57	17%	43%	1,50
	69,93	32,78	844,10	59031,03	18%	53%	1,63
	69,70	33,25	868,31	60520,98	20%	54%	1,62
	70,72	33,12	861,44	60918,42	21%	61%	1,67
	70,78	32,87	848,40	60052,65	25%	70%	1,71
	70,47	32,90	850,12	59905,32	25%	76%	1,77
0,88	70,28	32,13	810,96	56997,24	21%	61%	1,68
	70,23	32,77	843,25	59223,99	22%	71%	1,78
	69,98	32,53	831,28	58175,70	28%	84%	1,81

Programa Microsoft Excel 2008

Apéndice 2. Curva característica suelo-agua.

Muestra 1 Suelo Heredia

Índice Plástico IP	Material pasando malla 200	w IP	hrf
14	0,715	10,014	500

Parámetro función del valor de entrada de aire en el suelo.

af	108,090	$a_f = 32,835[\ln(wPI)] + 32,438$
----	---------	-----------------------------------

Parámetro función del contenido de agua residual.

cf	0,218	$c_f = -0,2154[\ln(wPI)] + 0,7145$
----	-------	------------------------------------

Parámetro función de la razón de la extracción de agua del suelo después de ser af excedido

bf	0,682	$b_f = 1,421(wPI)^{-0,3185}$
----	-------	------------------------------

Esfuerzo de Succión			
Succión (kPa)	Saturación	Factor de Corrección C(h)	Esfuerzo de succión (kPa)
0,1	1,00	1	0,10
1	1,00	1	1,00
10	0,98	1,00	9,83
100	0,92	0,98	92,18
1000	0,74	0,86	736,59
10000	0,46	0,60	4649,28
100000	0,22	0,30	21583,44
1000000	0,10	0	100000,00

Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 2 Suelo Guadalupe

Índice Plástico IP	Material pasando malla 200	w IP	hrf
13	0,516	6,7681	500

Parámetro función del valor de entrada de aire en el suelo.

af	95,226	$a_f = 32,835[\ln(wPI)] + 32,438$
-----------	--------	-----------------------------------

Parámetro función del contenido de agua residual.

cf	0,303	$c_f = -0,2154[\ln(wPI)] + 0,7145$
-----------	-------	------------------------------------

Parámetro función de la razón de la extracción de agua del suelo después de ser af excedido

bf	0,773	$b_f = 1,421(wPI)^{-0,3185}$
-----------	-------	------------------------------

Esfuerzo de Succión			
Succión (kPa)	Saturación	Factor de Corrección C(h)	Esfuerzo de succión (kPa)
0,1	1,00	1,00	0,10
1	1,00	1,00	1,00
10	0,98	1,00	9,79
100	0,90	0,98	89,66
1000	0,68	0,86	675,46
10000	0,40	0,60	4045,25
100000	0,18	0,30	18160,01
1000000	0,10	0,00	100000,00

Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 3 Suelo Lindora

Índice Plástico IP	Material pasando malla 200	w IP	hrf
9	0,507	4,7300	500

Parámetro función del valor de entrada de aire en el suelo.

af	83,461	$\alpha_f = 32,835 [\ln(wPI)] + 32,438$
----	--------	---

Parámetro función del contenido de agua residual.

cf	0,380	$c_f = -0,2154 [\ln(wPI)] + 0,7145$
----	-------	-------------------------------------

Parámetro función de la razón de la extracción de agua del suelo después de ser af excedido

bf	0,866	$b_f = 1,421(wPI)^{-0,3185}$
----	-------	------------------------------

Esfuerzo de Succión			
Succión (kPa)	Saturación	Factor de Corrección C(h)	Esfuerzo de succión (kPa)
0,1	1,00	1,00	0,10
1	1,00	1,00	1,00
10	0,98	1,00	9,77
100	0,87	0,98	86,90
1000	0,61	0,86	610,98
10000	0,35	0,60	3479,73
100000	0,15	0,30	15169,48
1000000	0,10	0,00	100000,00

Programa Microsoft Excel 2008

Apéndice 3. Determinación de las dimensiones del pilote, método α .

A continuación se muestran las dimensiones obtenidas a partir de una carga aplicada y un factor de seguridad establecido, utilizando el método α de diseño de cimentaciones profundas. Utilizando la resistencia no drenada obtenida en el ensayo de compresión confinada, en el caso del grado de saturación al 100 la resistencia no drenada corresponde al ensayo de compresión triaxial.

Muestra 1 Suelo Heredia

Carga Aplicada (Ton)	Fs
21	3

Profundidad (m)	Diametro (m)	Sr %	Cu (KN/m ²)	ϕ	Q_p (kN)	α	Q_s (kN)	Q_u (ton)	Condición	Fs
					$Q_p = 9C_u A_p$		$Q_s = \alpha C_u pL$	$Q_u = Q_p + Q_s$		
15	0.30	52%	83	0	52.59	0.50	587.17	63.98	Cumple	3.0
15	0.325	56%	60		45.07	0.64	587.15	63.22	Cumple	3.0
15	0.33	73%	58		44.36	0.66	591.55	63.59	Cumple	3.0
15	0.36	77%	42		38.81	0.83	596.51	63.53	Cumple	3.0
15	0.39	78%	32		34.93	1.00	597.12	63.20	Cumple	3.0
Compresión Triaxial UU										
15	0.26	50%	131	0	62.55	0.36	570.40	63.29	Cumple	3.0
15	0.3	55%	82		51.91	0.51	585.02	63.69	Cumple	3.0
15	0.32	67%	66		47.91	0.59	590.20	63.81	Cumple	3.0
15	0.325	79%	60		45.02	0.64	586.54	63.16	Cumple	3.0
Compresión Triaxial UU										
15	0.255	100%	142	0	65.46	0.33	569.66	63.51	Cumple	3.0

Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 2 Suelo Guadalupe

Carga Aplicada (Ton)	Fs
21	3

Profundidad (m)	Diametro (m)	Sr %	Cu (KN/m ²)	ϕ	Q_p (kN)	α	Q_s (kN)	Q_u (ton)	Condición	Fs
					$Q_p = 9C_u A_p$		$Q_s = \alpha C_u pL$	$Q_u = Q_p + Q_s$		
10	0.44	49%	66	0	89.74	0.60	542.16	63.19	Cumple	3.0
10	0.47	50%	54		84.59	0.69	549.84	63.44	Cumple	3.0
10	0.47	58%	54		83.59	0.70	551.01	63.46	Cumple	3.0
10	0.46	68%	58		86.37	0.66	550.80	63.72	Cumple	3.0
10	0.50	69%	45		78.65	0.80	560.34	63.90	Cumple	3.0
Compresión Triaxial UU										
10	0.44	57%	66	0	89.73	0.60	542.09	63.18	Cumple	3.0
10	0.46	67%	57		84.87	0.67	548.47	63.33	Cumple	3.0
10	0.54	76%	34		69.69	0.99	570.38	64.01	Cumple	3.0
10	0.51	80%	41		76.23	0.85	561.36	63.76	Cumple	3.0
Compresión Triaxial UU										
10	0.29	100%	238	0	141.61	0.23	490.39	63.20	Cumple	3.0

Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 3 Suelo Lindora

Carga Aplicada (Ton)	Fs
21	3

Profundidad (m)	Diámetro (m)	Sr %	Cu (KN/m ²)	φ	Q _p (kN)	α	Q _s (kN)	Q _u (ton)	Condición	Fs
					$Q_p = 9C_u A_p$		$Q_s = \alpha C_u pL$	$Q_u = Q_p + Q_s$		
12	0,38	43%	66	0	67,83	0,59	562,94	63,08	Cumple	3,0
12	0,37	53%	76		71,35	0,54	560,13	63,15	Cumple	3,0
12	0,40	54%	58		65,87	0,65	572,20	63,81	Cumple	3,0
12	0,41	61%	54		62,16	0,70	570,58	63,27	Cumple	3,0
12	0,50	70%	31		54,24	1,00	578,61	63,29	Cumple	3,0
22	0,52	76%	17		32,08	1,00	603,27	63,54	Cumple	3,0
Compresión Triaxial UU										
12	0,45	61%	36	0	51,32	0,95	578,73	63,01	Cumple	3,0
12	0,42	71%	49		61,42	0,74	576,58	63,80	Cumple	3,0
15	0,48	84%	26		42,69	1,00	592,93	63,56	Cumple	3,0
12	0,31	100%	134	0	91,00	0,35	547,34	63,83	Cumple	3,0

Programa Microsoft Excel 2008

Apéndice 4. Determinación de las dimensiones del pilote, método λ .

A continuación se muestran las dimensiones obtenidas a partir de una carga aplicada y un factor de seguridad establecido, utilizando el método α de diseño de cimentaciones profundas. Utilizando la resistencia no drenada obtenida en el ensayo de compresión inconfiada, en el caso del grado de saturación al 100 la resistencia no drenada corresponde al ensayo de compresión triaxial.

Muestra 1 Suelo Heredia

Carga Aplicada (Ton)	Fs
21	3

Profundidad (m)	Diametro (m)	Sr %	Cu (KN/m ²)	γ_T (KN/m ³)	ψ	Q _p (kN)		Q _s (kN)	Q _u (kN)	Condición	FS
						$Q_p = 9C_u A_p$	λ				
15	0,22	52%	83	15,08	0	28,28	0,21	606,10	63,44	Cumple	3,0
15	0,26	56%	60	15,30		28,84	0,21	605,82	63,47	Cumple	3,0
15	0,26	73%	58	16,77		26,70	0,21	610,74	63,74	Cumple	3,0
15	0,29	77%	42	16,99		25,19	0,21	608,90	63,41	Cumple	3,0
15	0,33	78%	32	16,51		24,26	0,21	607,29	63,15	Cumple	3,0
Compresión Triaxial UU											
10	0,22	50%	131	15,70	0	42,77	0,26	597,65	64,04	Cumple	3,0
10	0,30	55%	82	15,82		50,20	0,26	583,90	63,41	Cumple	3,0
10	0,34	67%	66	16,39		52,51	0,26	586,42	63,89	Cumple	3,0
10	0,35	79%	60	17,35		50,73	0,26	584,36	63,51	Cumple	3,0
Compresión Triaxial UU											
8	0,23	100%	142	14,57	0	55,12	0,29	585,21	64,03	Cumple	3,0

Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 2 Suelo Guadalupe

Carga Aplicada (Ton)	Fs
21	3

Profundidad (m)	Diametro (m)	Sr %	Cu (KN/m ²)	γ_T (KN/m ³)	ψ	Q _p (kN)		Q _s (kN)	Q _u (kN)	Condición	Fs
						$Q_p = 9C_u A_p$	λ				
10	0,35	49%	66	14,78	0	55,17	0,26	577,80	63,30	Cumple	3,0
10	0,39	50%	54	14,75		58,25	0,26	580,12	63,84	Cumple	3,0
10	0,39	58%	54	15,37		56,09	0,26	578,32	63,44	Cumple	3,0
10	0,36	68%	58	16,22		52,90	0,26	578,12	63,10	Cumple	3,0
10	0,42	69%	45	16,31		54,19	0,26	578,17	63,24	Cumple	3,0
Compresión Triaxial UU											
10	0,34	57%	66	16,02	0	53,58	0,26	586,68	64,03	Cumple	3,0
10	0,36	67%	57	16,94		51,98	0,26	582,76	63,47	Cumple	3,0
10	0,46	76%	34	17,40		50,57	0,26	581,03	63,16	Cumple	3,0
10	0,42	80%	41	17,77		50,47	0,26	582,35	63,28	Cumple	3,0
Compresión Triaxial UU											
5	0,20	100%	238	15,75	0	67,35	0,35	567,14	63,45	Cumple	3,0

Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 3 Suelo Lindora

Carga Aplicada (Ton)	Fs
21	3

Profundidad (m)	Diametro (m)	Sr %	Cu (KN/m ²)	γ_T (kN/m ³)	ϕ	Q_p (kN)		λ	Q_s (kN)	Q_u (kN)	Condición	Fs
						$Q_p = 9C_u A_p$	$Q_s = \lambda(\sigma_0 + 2C_u) pL$					
12	0,30	43%	66	14,75	0	40,88	0,24	590,98	63,19	Cumple	3,0	
12	0,265	53%	76	16,01		37,61	0,24	593,68	63,13	Cumple	3,0	
12	0,31	54%	58	15,87		39,57	0,24	593,83	63,34	Cumple	3,0	
12	0,32	61%	54	16,41		38,81	0,24	595,47	63,43	Cumple	3,0	
12	0,41	70%	31	16,78		36,47	0,24	601,31	63,78	Cumple	3,0	
12	0,49	76%	17	17,36		28,49	0,24	610,55	63,90	Cumple	3,0	
Compresión Triaxial UU												
12	0,39	61%	36	16,51	0	37,56	0,24	594,89	63,25	Cumple	3,0	
12	0,33	71%	49	17,43		36,78	0,24	597,25	63,40	Cumple	3,0	
12	0,42	84%	26	17,72		32,69	0,24	603,33	63,60	Cumple	3,0	
8	0,24	100%	134	17,24	0	53,19	0,29	581,92	63,51	Cumple	3,0	

Programa Microsoft Excel 2008

Apéndice 5. Variación del factor de seguridad según resistencia no drenada, con el método α .

Seguidamente se presentan los factores de seguridad para cimentaciones profundidad, calculados a partir del método α , utilizando una carga aplicada, diámetro y longitud determinada, donde el parámetro a variar es la resistencia no drenada obtenida en el ensayo de compresión inconfiada, en el caso del grado de saturación al 100 la resistencia no drenada corresponde al ensayo de compresión triaxial.

El mismo procedimiento se realizó para distintas dimensiones de pilotes.

Muestra 1 Suelo Heredia

Pilote	
Profundidad (m)	Diametro (m)
15	0,3

Carga Aplicada (Ton)
21

Sr %	Cu (KN/m ²)	ϕ	Q _p (kN)	α	Q _s (kN)	Q _u (kN)	Q _{adm} (Ton)	FS
			$Q_p = 9C_u A_p$		$Q_s = \alpha C_u pL$	$Q_u = Q_p + Q_s$	$Q_{adm} = Q_u / FS$	
52%	83	0	52,59	0,50	587,17	639,75	21,325	3,0
56%	60		38,40	0,64	541,98	580,38	19,35	2,8
73%	58		36,67	0,66	537,78	574,44	19,15	2,7
77%	42		26,95	0,83	497,09	524,04	17,47	2,5
78%	32		20,67	1,00	459,32	479,99	16,00	2,3
Compresión Triaxial UU								
50%	131	0	83,28	0,36	658,15	741,43	24,71	3,5
55%	82		51,91	0,51	585,02	636,93	21,23	3,0
67%	66		42,11	0,59	553,32	595,43	19,85	2,8
79%	60		38,36	0,64	541,42	579,78	19,33	2,8
Compresión Triaxial UU								
100%	142	0	90,61	0,33	670,19	760,79	25,36	3,6

Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 2 Suelo Guadalupe

Pilote	
Profundidad (m)	Diametro (m)
15	0,3

Carga Aplicada (Ton)
21

Sr %	Cu (KN/m ²)	ϕ	Q _p (kN)	α	Q _s (kN)	Q _u (kN)	Q _{adm} (Ton)	FS
			$Q_p = 9C_u A_p$		$Q_s = \alpha C_u pL$	$Q_u = Q_p + Q_s$	$Q_{adm} = Q_u / FS$	
49%	66	0	41,72	0,60	554,48	596,20	19,87	2,8
50%	54		34,47	0,69	526,44	560,91	18,70	2,7
58%	54		34,06	0,70	527,56	561,62	18,72	2,7
68%	58		36,74	0,66	538,82	575,56	19,19	2,7
69%	45		28,32	0,80	504,30	532,62	17,75	2,5
Compresión Triaxial UU								
57%	66	0	41,71	0,60	554,41	596,12	19,87	2,8
67%	57		36,10	0,67	536,54	572,64	19,09	2,7
76%	34		21,51	0,99	475,32	496,82	16,56	2,4
80%	41		26,38	0,85	495,32	521,70	17,39	2,5
Compresión Triaxial UU								
100%	238	0	151,54	0,23	760,95	912,49	30,42	4,3

Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 3 Suelo Lindora

Pilote	
Profundidad (m)	Diametro (m)
15	0,3

Carga Aplicada (Ton)
21

Sr %	Cu (KN/m ²)	φ	Q _p (kN)	α	Q _s (kN)	Q _u (kN)	Q _{adm} (Ton)	FS
			$Q_p = 9C_u A_p$		$Q_s = \alpha C_u pL$	$Q_u = Q_p + Q_s$	$Q_{adm} = Q_u / FS$	
43%	66	0	42,28	0,59	555,53	597,81	19,93	2,8
53%	76		48,20	0,54	575,47	623,68	20,79	3,0
54%	58		37,05	0,65	536,43	573,49	19,12	2,7
61%	54		34,11	0,70	528,32	562,42	18,75	2,7
70%	31		19,53	1,00	433,96	453,49	15,12	2,2
76%	17		10,68	1,00	237,30	247,98	8,27	1,2
Compresión Triaxial UU								
61%	36	0	22,81	0,95	482,28	505,09	16,84	2,4
71%	49		31,34	0,74	514,81	546,14	18,20	2,6
84%	26		16,68	1,00	370,58	387,26	12,91	1,8
Compresión Triaxial UU								
100%	134	0	85,22	0,35	662,10	747,33	24,91	3,6

Programa Microsoft Excel 2008

Apéndice 6. Variación del factor de seguridad según resistencia no drenada, con el método λ .

Seguidamente se presentan los factores de seguridad para cimentaciones profundas, calculados a partir del método λ , utilizando una carga aplicada, diámetro y longitud determinada, donde el parámetro a variar es la resistencia no drenada obtenida en el ensayo de compresión confinada, en el caso del grado de saturación al 100 la resistencia no drenada corresponde al ensayo de compresión triaxial.

El mismo procedimiento se realizó para distintas dimensiones de pilotes.

Muestra 1 Suelo Heredia

Pilote		Carga Aplicada (Ton)							
Profundidad (m)	Diametro (m)	21							
15	0,3								
Sr %	Cu (KN/m ²)	γ_r (KN/m ³)	ϕ	Q_p (kN)	λ	Q_s (kN)	Q_u (kN)	Q_{adm} (Ton)	FS
				$Q_p = 9C_u A_p$		$Q_s = \lambda(\sigma_v + 2C_u) pL$	$Q_u = Q_p + Q_s$	$Q_{adm} = Q_u / FS$	
52%	83	15,08	0	52,59	0,21	826,50	879,09	29,30	4,2
56%	60	15,30		38,40		699,02	737,42	24,58	3,5
73%	58	16,77		36,67		715,71	752,38	25,08	3,6
77%	42	16,99		26,95		629,89	656,85	21,89	3,1
78%	32	16,51		20,67		560,57	581,24	19,37	2,8
50%	131	15,70	0	83,28	0,21	1126,88	1210,15	40,34	5,8
55%	82	15,82		51,91		836,84	888,76	29,63	4,2
67%	66	16,39		42,11		757,86	799,97	26,67	3,8
79%	60	17,35		38,36		744,42	782,78	26,09	3,7
Compresión Triaxial UU									
100%	142	14,57	0	90,61	0,21	1170,09	1260,69	42,02	6,0

Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 2 Suelo Guadalupe

Pilote		Carga Aplicada (Ton)							
Profundidad (m)	Diametro (m)	21							
15	0,3								
Sr %	Cu (KN/m ²)	γ_r (KN/m ³)	ϕ	Q_p (kN)	λ	Q_s (kN)	Q_u (kN)	Q_{adm} (Ton)	FS
				$Q_p = 9C_u A_p$		$Q_s = \lambda(\sigma_v + 2C_u) pL$	$Q_u = Q_p + Q_s$	$Q_{adm} = Q_u / FS$	
49%	66	14,78	0	41,72	0,21	718,39	760,11	25,34	3,6
50%	54	14,75		34,47		650,12	684,58	22,82	3,3
58%	54	15,37		34,06		660,01	694,07	23,14	3,3
68%	58	16,22		36,74		704,08	740,82	24,69	3,5
69%	45	16,31		28,32		627,41	655,73	21,86	3,1
57%	66	16,02	0	41,71	0,21	746,09	787,80	26,26	3,8
67%	57	16,94		36,10		714,09	750,19	25,01	3,6
76%	34	17,40		21,51		588,26	609,77	20,33	2,9
80%	41	17,77		26,38		641,95	668,33	22,28	3,2
Compresión Triaxial UU									
100%	238	15,75	0	151,54	0,21	1765,07	1916,62	63,89	9,1

Programa Microsoft Excel 2008

Muestra 3 Suelo Lindora

Pilote	
Profundidad (m)	Diámetro (m)
15	0,3

Carga Aplicada (Ton)
21

Sr %	Cu (KN/m ²)	γ _T (KN/m3)	φ	Q _p (kN)	λ	Q _s (kN)	Q _u (kN)	Q _{adm} (Ton)	FS
				$Q_p = 9C_u A_p$		$Q_s = \lambda(\sigma_0 + 2C_u) L_p$	$Q_u = Q_p + Q_s$	$Q_{adm} = Q_u / FS$	
43%	66	14,75	0	42,28	0,21	723,03	765,30	25,51	3,6
53%	76	16,01		48,20		806,40	854,60	28,49	4,1
54%	58	15,87		37,05		699,23	736,29	24,54	3,5
61%	54	16,41		34,11		683,66	717,76	23,93	3,4
70%	31	16,78		19,53		555,98	575,51	19,18	2,7
76%	17	17,36		10,68		486,15	496,82	16,56	2,4
Compresión Triaxial UU									
61%	36	16,51	0	22,81	0,21	580,54	603,35	20,11	2,9
71%	49	17,43		31,34		680,63	711,96	23,73	3,4
84%	26	17,72		16,68		550,27	566,95	18,90	2,7
100%	134	17,24	0	85,22	0,21	1179,26	1264,48	42,15	6,0

Programa Microsoft Excel 2008

Anexos

Anexo 1. Sistema Unificado de clasificación de suelo

A continuación se presenta la tabla resumen del sistema SUCS, la cual fue utilizada para la clasificación del material. De Gonzáles de Vallejo (2002) y tomada de Tapia, (2005).

Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7,6 cm y basando las fracciones en pesos estimados)				Símbolo del grupo	Nombres típicos			
Suelos de grano grueso-Más de la mitad del material es retenido por el tamiz N.º 200	Gravas-más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz N.º 4	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos			
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos			
			Fracción fina no plástica (para la identificación ver el grupo <i>ML</i> más abajo)	GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo			
	Arenas-más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz N.º 4	Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Finos plásticos (para identificación ver el grupo <i>CL</i> más abajo)	GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla			
			Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos			
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos			
Para la clasificación visual puede suponerse que la abertura del tamiz N.º 4 es equivalente a medio centímetro	Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	Finos no plásticos (para identificación ver el grupo <i>ML</i> más abajo)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas				
		Finos plásticos (para identificación ver el grupo <i>CL</i> más abajo)	SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas				
Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz N.º 40								
Suelos de grano fino-Más de la mitad del material pasa por el tamiz N.º 200 (La abertura del tamiz N.º 200 corresponde aproximadamente al tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista)	Limos y arcillas con límite líquido menor de 50	Resistencia en estado seco (a la disgregación)	Distancia (reacción a la agitación)	Tenacidad (consistencia)	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad		
			Nula a ligera	Rápida a lenta			Nula	
		Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50	Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomeas, suelos limosos
					Alta a muy alta	Nula		
	Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50	Alta a muy alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta	
								Media a alta
Suelos altamente orgánicos			Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa	Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos			
Los suelos que poseen características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. P. ej., GW-GC, mezcla bien graduada de arena y grava. Todos los tamaños de tamices se refieren al U.S. Standard.								

Programa Pain

Referencias

Aitchison, G.D. 1973. **Proc 8th IMFE**. General Report session 4. Moscú. Vol. 3: 161-190

Alfaro Soto, M.A.(2007): **Geotecnia en suelos no saturados**. Rev. Acad. Colomb. Cienc. 32(125): 471-481, 2008. ISSN 0370-3908.

Alfredobi. 2006. **Estados del agua en el suelo**. Guayaquil. Ecuador.

Alonso, E.E., Gens, A., and Hight, D.W. 1987. *Special problem soils. General report. In proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Dublin) Vol. 3: 1087-1146.

Alva Hurtado. J. 1996. **MECANICA DE SUELOS**. Universidad Nacional de Ingeniería. <http://www.scribd.com/doc/29990250/Terzaghi-y-La-Mecanica-de-Suelos>

ASTM, 1963. **MÉTODO DE ANÁLISIS DEL TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS**. D-422

ASTM, 1985. **PREPARACIÓN EN SECO DE MUESTRAS DE SUELO**. D-421

ASTM, 1998. **MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA LA DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DEL CONTENIDO DE AGUA DE SUELOS Y ROCAS**. D-2216

ASTM, 2000. **MÉTODO ESTÁNDAR PARA LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INFINIDA DE UN SUELO COHESIVO**. D-2166.

ASTM, 2000. **MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA EL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS**. D-4318

ASTM International. 2003. **STANDARD TEST METHOD FOR UNCONSOLIDATED-UNDRAINED TRIAXIAL COMPRESSION TEST ON COHESIVE SOILS**. D 2850-03a. Pensilvania, USA.

Baltodano Goulding, Rafael. 2006. **TENSILE STRENGTH, SHEAR STRENGTH, AND EFFECTIVE STRESS FOR UNSATURATED SAND**. Tesis Doctoral. Escuela de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Missouri-Columbia.

Barrera B,M. Garnica A, P. **Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres**. N° 198. México DF, México. 2002. <http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/pubtec/pt198.pdf>

Crespo Villalaz, C. 2004. **MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES**. México. Editorial Limusa

Croney. D and Coleman J. D. 1961. *Pore pressure and suction in soils*. **PROC CONF. PORE PRESSURE AND SUCTIONS IN SOILS** (Butterworths, London, U. K). 31 – 37.

Das, Braja M. 2001. **FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA**. Cengage Learning Editores

Dotti Sanabria, Ruy, 2008. **INSTALACIÓN, VERIFICACIÓN DE LA CALIBRACIÓN Y APLICACIÓN DEL ENSAYO TRIAXIAL DEL CIVCO UTILIZANDO DIFERENTES TIPOS DE SUELOS**. Proyecto de Graduación Escuela Ingeniería en Construcción, Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartago, Costa Rica.

Fredlund D. G. and Xing A. 1994. *“Equations for the soil – water characteristic curve”* **CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL**. Vol. 31(3): 521 - 532.

Fredlund Delwyn G.; Rahardjo Harianto. 1993. **SOIL MECHANICS FOR UNSATURATED SOILS.** Wiley-IEEE.
<http://books.google.co.cr/books?id=ltVtPOGuJJwC&printsec=frontcover&dq=SOIL+MECHANICS+FOR+UNSATURATED+SOILS>

Gómez Méndez, Carolina, 2008. **ANÁLISIS DE LA COHESIÓN APARENTE EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.** Proyecto de Graduación Escuela Ingeniería en Construcción, Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartago, Costa Rica.

González de Vallejo, Luis, 2002. **INGENIERIA GEOLOGICA.** 1era edición. Madrid, España. Prentice Hall - Pearson Educación.

Josa, A. 1988. **UN MODELO ELASTOPLASTICO PARA SUELOS NO SATURADOS.** Tesis, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.

Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. 2004. **MECANICA DE SUELOS.** 3era edición. México. Editorial Limusa.

Korte Lejva, Diana, 2008. **ANÁLISIS DE LA COHESIÓN APARENTE EN EL DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN.** Proyecto de Graduación Escuela Ingeniería en Construcción, Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartago, Costa Rica.

Ladd, R. S. 1978. **PREPARING TEST SPECIMENS USING UNDERCOMPACTATION.** Geotechnical testing journal.

Lu, Ning; Likos, William. 2006. **SUCTION STRESS CHARACTERISTIC CURVE FOR UNSATURATED SOILS.** ASCE
<http://inside.mines.edu/~ninglu/Lu%20publications/Lu%20paper%2039-2006.pdf>

Meyerhof G. G. 1976. Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation. **ELEVENTH TERZAGHI LECTURE, JOURNAL OF THE SOIL MECHANICS AND FOUNDATION DIVISION.** ASCE, GT3: 195-228

Ortega Iturralde, Enrique Francisco. 2008. **COMPORTAMIENTO DE MATERIALES GRANULARES GRUESOS. EFECTO DE LA**

SUCCIÓN. Tesis doctoral. Universidad Politécnica De Cataluña, Barcelona. España.

Pardo, J. M. and Salinas, L. M. 2006. **FÍSICA, QUÍMICA Y BIOLOGÍA DE SUELOS CURVA DE RETENCIÓN DE AGUA DEL SUELO (SWRC): ANÁLISIS DE ESTIMACIONES Y AJUSTES.** Laboratorio de Geotecnia, Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba, Bolivia.
http://www.gt.umss.edu.bo/index/0601/adicio/ct_swrc.pdf

Pérez Alamá, V. 2000. **MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION. APOYOS AISLADOS Y CORRIDOS.** México, D.F. Editorial Trillas, S.A. de C.V.

Perera; C. E. Zapata; W. N. Houston; S. L. Houston, 2005. **PREDICTION OF THE SOIL-WATER CURVE BASED ON GRAIN-SIZE-DISTRIBUTION AND INDEX PROPERTIES.** ASCE.
<http://scitation.aip.org/getabs/servlet/GetabsServlet?prog=normal&id=ASCECP00015504077600004000001&idtype=cvips&gifs=yes&ref=no>

RESISTENCIA AL CORTE. Grupo de Geotecnia. Universidad Católica de Valparaíso. Chile.
http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/03_clases_catedra/clases_catedra_ms1/06_resistencia_al_corte.pdf

Robles Santamarta, Juan. 2001. **UN MODELO DE DEFORMABILIDAD PARA SUELOS NO SATURADOS.** Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España.
http://oa.upm.es/165/1/Tesis_Juan_Robles.pdf

Rojas J. C. 2001. **Geotecnia. REVISTA TRIMESTRAL DEL LABORATORIO DE GEOTECNIA UMSS.** N°6
<http://www.umss.edu.bo/epubs/earts/downloads/55.pdf>

Sanz Llano, J. 1975. **MECANICA DE SUELOS.** Barcelona, España. Editores técnicos asociados, S.A

Sillers W.S., Fredlund D.G. & Zakerzadeh N. (2001) "Mathematical Attributes of Some Soil-Water Characteristic Curve Models" *Unsaturated Soil Concepts and their Application in*

Geotechnical **PRACTICE**, **KLUWER ACADEMIC PUBLISHERS**, The Netherlands.

Suarez Díaz. J. 2001. **RESISTENCIA DE LOS SUELOS AL CORANTE**. Bucaramanga Colombia 2001 http://ocw.uis.edu.co/ingenieria-civil/estabilidad-de-taludes/clase-3/RESISTENCIA_DE_LOS_SUELOS_AL_CORTANTE.pdf

Tapia, M. 2005. **MECANICA DE SUELOS II**. Instituto Tecnológico de Costa Rica. San José, Costa Rica.

Terzaghi, K. 1936. **THE SHEARING RESISTANCE OF SATURATED SOILS AND THE ANGLE BETWEEN THE PLANES OF SHEAR**. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10, Pro-ceedings (Cambridge, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering) Vol 1: 54-56

Wroth, D.M. and Houlsby, G.T. 1985. Property characterization and analysis procedure. Proc. **SOIL MECHANICS**. (11th ICSMFE, San Francisco). Vol. 1: 1-55.

Yong, R. N., Japp, R.D. and How, G. (1971). **SHEAR STRENGTH OF PARTIALLY SATURATED CLAYS**. Proc. 4th Asian Reg. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng. Bangkok, 2, 12:183-187.

Zeballos, M. 2004. **CARACTERIZACION Y COMPORTAMIENTO DE TERRAPLENES EN CONDICIONES NO SATURADAS**. Universidad Nacional de Córdoba. Argentina.