

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

El suelo es el sustrato físico o la base principal sobre el cual se realizan todo tipo de obras de ingeniería como vías, túneles, estructuras, edificaciones, entre otras; las cuales permiten el buen desarrollo tanto social como económico de una ciudad. Los suelos presentan, como cualquier otro mineral propiedades físicas, químicas, biológicas y mineralógicas las cuales son las encargadas de determinar su productividad, es decir si es recomendable o no realizar cualquier obra en dicho terreno.

Debido a las propiedades que presenta cada tipo de suelo es normal que se dé un fenómeno conocido como *CONSOLIDACIÓN*; este fenómeno es producto de la salida del agua del suelo y por naturaleza plástica del mismo, lo cual ocasiona un cambio de volumen, el cual se ve reflejado en los suelos arcillosos, a medida que transcurren las horas inicialmente. Luego aunque ya no sea tan notorio con el pasar de los días, el suelo continúa sufriendo de este fenómeno hasta llegar a su límite.

El cambio de volumen, que se presenta durante la etapa de asentamiento, es causado primordialmente por el exceso de presión de poro, aunque cabe señalar, que los coeficientes de consolidación (CV), y permeabilidad (K), permanecen constantes en dicho fenómeno y las partículas del suelo conservan aproximadamente un 90% de la posición horizontal en la que se encuentran. Sin embargo, el movimiento que se genera una vez que comienza el proceso de consolidación es netamente vertical, y sometido bajo su propio peso, a este proceso se le conoce con el nombre de consolidación unidireccional o unidimensional (Jofre, 2011).

El profesor Karl Terzaghi interesado en estos fenómenos investigó y desarrolló una serie de teorías entre ellas la *consolidación unidimensional* que fue propuesta en 1923, la cual plantea una nueva forma de realizar el ensayo de consolidación; esta se describe en forma macroscópica la interacción de las partículas. Estas teorías aún son utilizadas por la mecánica de suelos actual.

En este trabajo se plantea una manera práctica de la disipación de tensiones intersticiales aplicando drenes verticales durante el proceso de consolidación en suelos saturados; el modelo con el cual se trabajó este proyecto, se buscó en la teoría de la elasticidad. Estos son acoplados a través de esfuerzo efectivo, siendo sus incógnitas relevantes a los desplazamientos en la fase sólida y las presiones de poro en la fase de agua y aire.

Para desarrollar el presente trabajo, se implementaron modelos analíticos y prácticas de laboratorio que simularon este proceso, los cuales produjeron resultados que permitieron analizar fenómenos involucrados para determinar las relaciones de causa y efecto.

1.2 Justificación

Se demostrará que la aplicación de los drenes verticales de agregado grueso aceleran los procesos de consolidación en los estratos de suelos arcillosos. Para lo cual se hará una selección minuciosa de los agregados granulares, es decir que se encuentren en el rango establecido por el investigador y, basado en la bibliografía, se mantendrá la granulometría constante.

Consiguientemente, se procederá a analizar las incidencias que causan los drenes en los suelos arcillosos mediante el ensayo de consolidación, verificando así los beneficios que causan en los estratos de suelos arcillosos.

El presente proyecto de grado consiste aplicar propuestas técnicas para acelerar los asentamientos por consolidación en suelos arcillosos, estas propuestas técnicas están referidas al uso de drenes verticales de arena y grava, y así estos logren drenar más rápido el agua y se logren asentamientos más rápidos.

1.3 Planteamiento del Problema

¿Qué proceso debe seguirse para acelerar el asentamiento por consolidación en suelos arcillosos que conforman terrenos de fundación (carreteras, estructuras, etc.), considerando los factores de comportamiento mecánico de este tipo de suelos que determinan este fenómeno?

1.4 Situación Problemática

Las deformaciones son siempre un problema en la construcción civil. El identificar las causas del comportamiento deficiente de las obras de ingeniería civil, con notable frecuencia, se atribuyen a movimientos de su estructura provocados por asentamientos, debidos a cambios repentinos de volumen del suelo de soporte, lo que significa que, el comportamiento de éste suelo, es determinante en el buen o mal funcionamiento de las construcciones civiles. De esta forma el análisis de los asentamientos resulta importante, ya que estos no solamente se relacionan con las cargas transmitidas por la construcción, sino que también, se deben a la influencia de otros factores que afectan al fenómeno del asentamiento.

Tal es el caso de la infiltración del agua en el suelo, que puede ser de origen natural (variación climática) o artificial (actividad del hombre) incrementando el contenido de humedad del material.

1.5 Objetivo

1.5.1 Objetivo General

Determinar las deformaciones por consolidación de suelos arcillosos usando drenes verticales en especímenes afectados por el incremento de la presión de poros a fin de obtener técnicas de control que ayuden en la consolidación.

1.5.2 Objetivos Específicos

- Analizar la formación de suelos y cuáles son las diferentes estructuras que se presentan.
- Estudiar las características y propiedades de los suelos arcillosos en lo referente a su comportamiento.
- Analizar los factores que rigen el comportamiento mecánico de suelos arcillosos.
- Describir el fenómeno de deformación por consolidación de suelos arcillosos.
- Aplicar drenes como una propuesta técnica para acelerar los asentamientos por consolidación en suelos arcillosos.
- Establecer metodologías para el cálculo de la deformación y disminución de los tiempos de consolidación mediante ensayos edométricos de laboratorio.

1.6 Hipótesis

Establecer un sistema que proporcione el incremento de la presión de poro en el espécimen de arcilla con la simulación de la aplicación de drenes verticales de material granular, lo cual nos permitirá obtener muestras que al ensayarse en la consolidación, se podrá verificar que existen diferencias que podrán ser valoradas como base para la implementación de los drenes verticales como sistemas de control ante los problemas de asentamiento que se presentan.

1.7 Alcance

Se trabajara con tres arcillas diferentes para poder comparar la deformación que se generan aplicando drenes, para esto se procederá a la caracterización de cada arcilla, determinando así el comportamiento que presentan cada una, de la misma manera se realiza la caracterización de los agregados que se utilizaran en los drenes. Habiendo determinado las características del suelo se procederá a analizar 3 situaciones diferentes una muestra sin aplicar un dren, y las otras 2 aplicando dren.

Obtendremos el pastón para ensayar en la consolidación, someteremos el pastón a diferentes presiones para determinar el esfuerzo efectivo de cada muestra, y se realizara un secado de 50° C simulación de la temperatura máxima que se puede alcanzar.

Se obtendrán muestras que se ensayarán en la consolidación, aplicando la carga máxima para obtener la deformación del suelo durante 24 horas. Este procedimiento se realizará a las tres muestras de suelo y cada una se analizara de manera que se puedan comparar y demostrar las incidencias que genera la aplicación de drenes en los estratos arcillosos.

Obteniendo la deformación de cada muestra después de las 24 horas de ensayo calcularemos la relación de vacíos y el coeficiente de consolidación.

Al haber ensayado una gran cantidad de muestras realizaremos un análisis estadístico de las deformaciones generadas.

1.8 Diseño Metodológico

1.8.1 Unidad de Estudio y Decisión Muestral

1.8.2 Unidad de Estudio (Drenes Verticales Aplicados a Estratos de Suelos Arcillosos)

La unidad de estudio son los Drenes verticales, estos son pozos verticales muy permeables que permiten la expulsión del agua y disminuye la distancia de drenaje, teniendo como misión mejorar la resistencia de los estratos y disminuir el tiempo en que tarda en consolidar un suelo arcilloso.

Se estudiará los drenes verticales debido a que éstos generan grandes incidencias en los suelos arcillosos acelerando el proceso de consolidación, dándole mayor resistencia a los terrenos de fundación. Estos beneficios se deben a la alta permeabilidad de los materiales, también al número de drenes y diámetro de los mismos.

1.9 Población (Drenes Verticales de Materiales Granulares)

Se examinará los drenes verticales de materiales granulares (arena, grava), en especímenes de arcilla teniendo en cuenta las características específicas que requiere la investigación a realizarse.

1.10 Muestra (Drenes Verticales de Arena y Drenes Verticales de Grava)

La muestra comprenderá la aplicación de drenes verticales de arena y grava en especímenes de arcilla para luego someterlos al ensayo de consolidación y determinar las incidencias que estos causan en la deformación de los suelos.

Los suelos empleados para el análisis dependerán del tamaño y sus propiedades. Al contar con estos datos se podrá saber la eficiencia que genera la aplicación de los drenes. Se realizarán 9 muestras para luego poder comparar y verificar las deformaciones que sufren las muestras ensayadas y así determinar la eficiencia de los drenes.

1.11 Muestreo (Probabilístico).

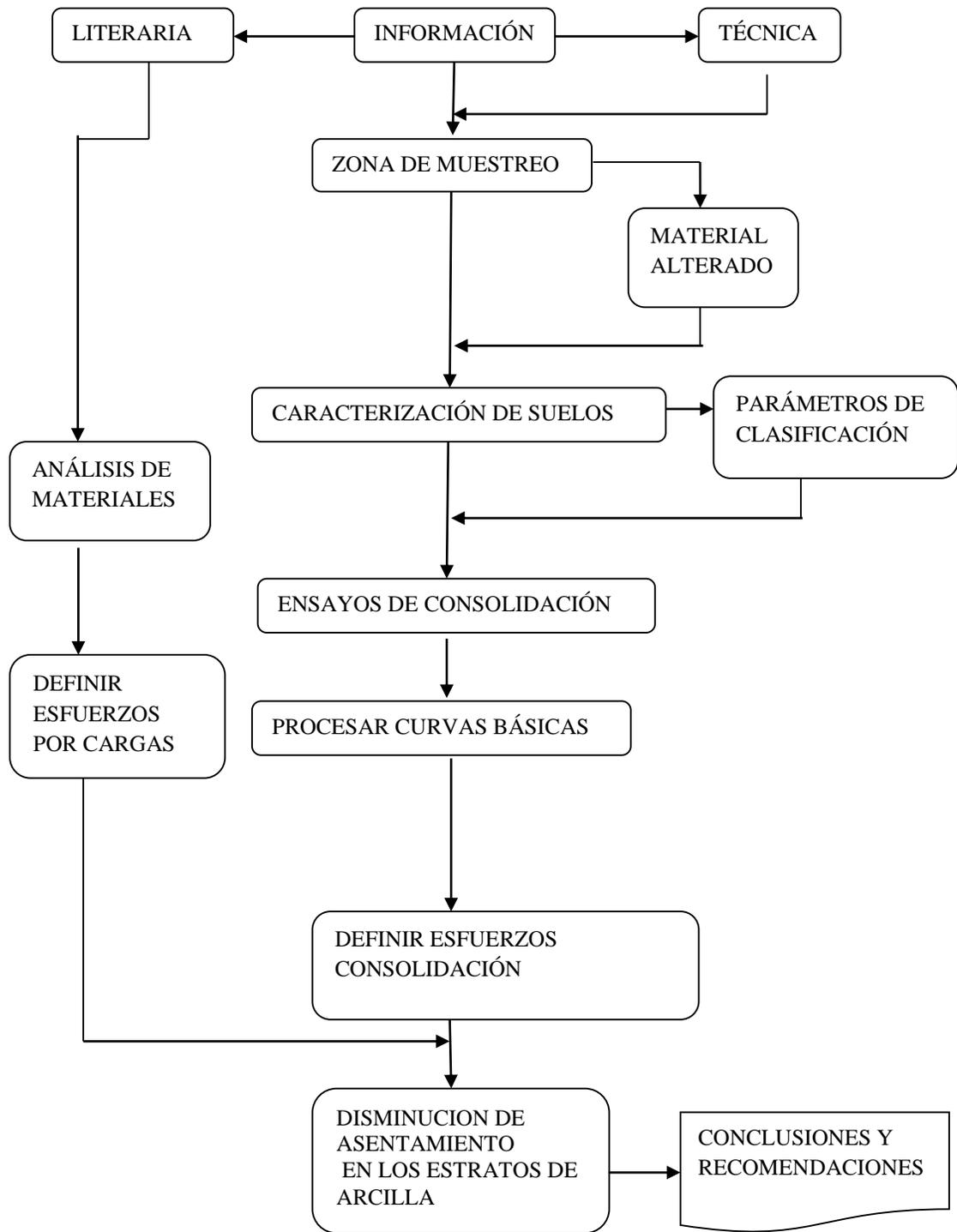
En estadística se conoce como muestreo a la técnica para la selección de una muestra a partir de una población

Para el muestreo se realizara, a base de las deformaciones generadas de la aplicación de drenes de materiales granulares en cuanto a los agregados de partículas más pequeñas la variación de los tamaños de las partículas oscilaran entre 1.19 mm y 2 mm y la densidad tendrá que estar según los datos bibliográficos que se encuentran entre los rangos de 1.60- gr/cm³ - 1.70 gr/cm³, para la construcción de los drenes, a base de suelos granulares los se definirán a base de gravas de 3/8" 1/4" y su densidad tendrá que estar entre los rangos de 2.65 gr/cm³ – 2.85 gr/cm³ y estarán construidos con los materiales ya denominados y establecidos en el muestreo.

El fin de este muestreo es la variación de la deformaciones generada por la construcción de drenes.

Las pruebas a realizarse para el muestro se realizara a partir de ensayos de consolidación.

1.12 Esquema Lógico Estructural



CAPÍTULO II

FUNDAMENTO TEORICO

2.1 Consolidación de los Suelos

Un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de obras civiles u otras cargas comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por: a) Deformación de las partículas del suelo, b) Reacomodo de las partículas del suelo, c) Expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. En general, el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres amplias categorías:

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

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

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

2.1.1 Consideraciones Fundamentales sobre la Consolidación

Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro del agua (expulsión del agua o aire de los espacios vacíos del suelo), aumenta repentinamente. En suelos arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento en la presión de poro del agua se lleva a cabo inmediatamente. El drenaje del

agua de los poros en los suelos arenosos, el asentamiento inmediato y la consolidación se efectúan de manera inmediata. Sin embargo, no es el caso para suelos arcillosos, que tienen baja permeabilidad. El asentamiento por consolidación depende del tiempo.

Así es como analizaremos la deformación de un estrato de suelo saturado sometido a un incremento de esfuerzos (*fig 2.1a*). Un estrato de suelo saturado de espesor H está confinado entre dos estratos de arena y sometido a un incremento instantáneo, es el *esfuerzo total* de $\Delta\sigma$. Del análisis de los *esfuerzos en una masa de suelo*, sabemos que, (2.1):

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta\mu \quad (2.1)$$

Dónde:

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

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

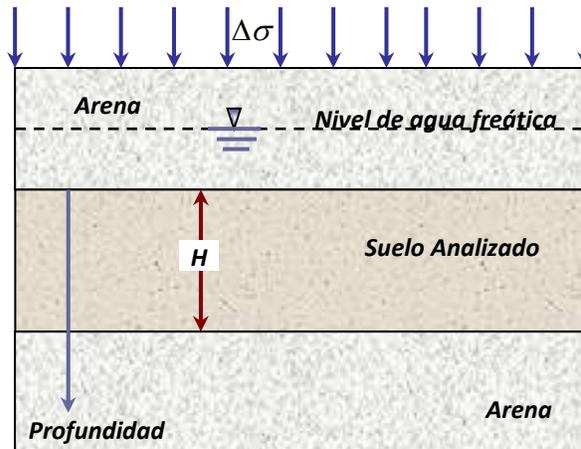


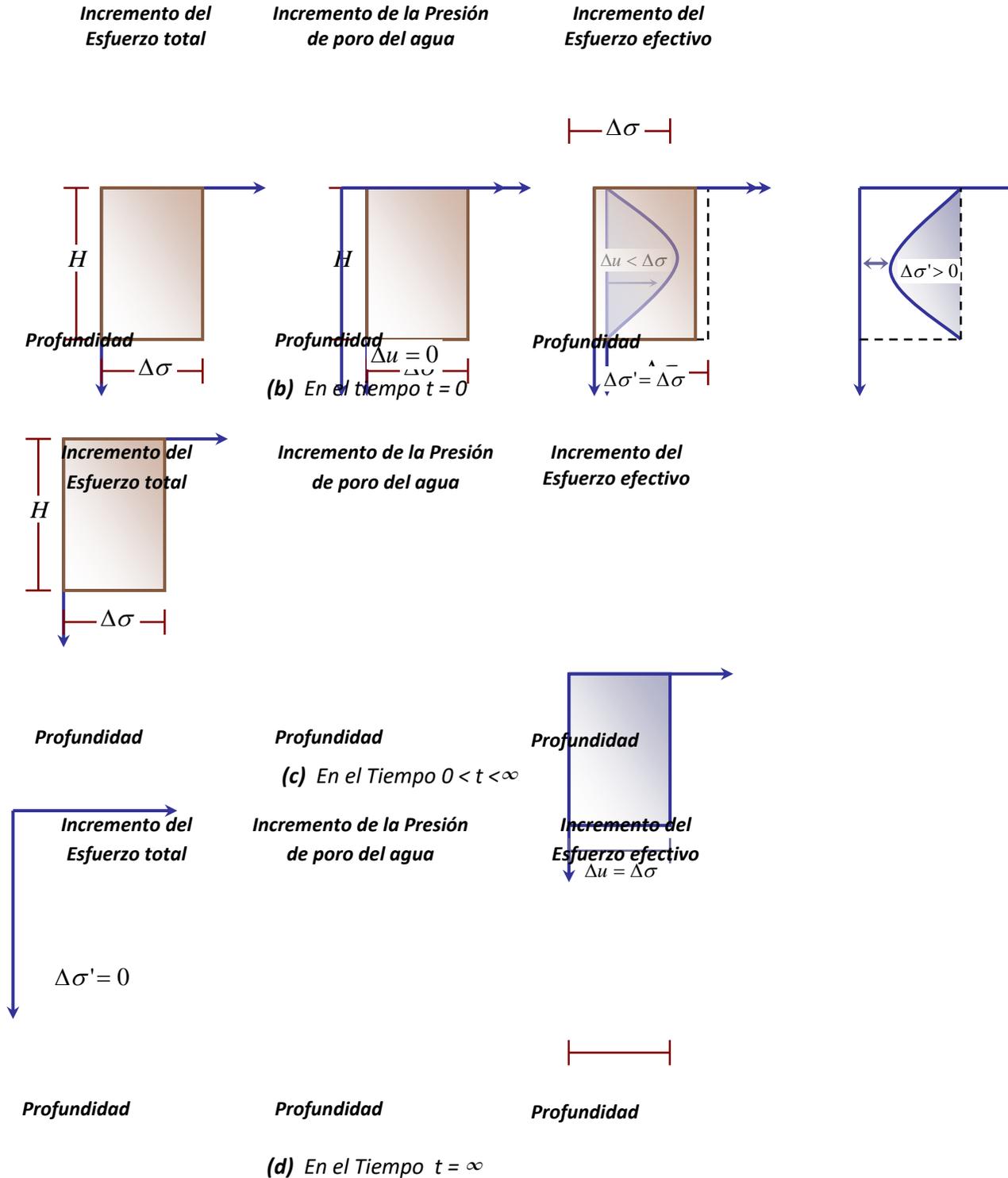
Figura 2.1.a Esfuerzo en una masa de suelo

Como el suelo analizado tiene baja permeabilidad y el agua es incompresible comparada con el esqueleto del suelo, en el tiempo $t = 0$, el esfuerzo incrementado total, $\Delta\sigma$, será tomado por el agua ($\Delta\sigma = \Delta\mu$) a toda profundidad (*figura 2.1 b*). Ningún esfuerzo será tomado por el esqueleto del suelo; (es decir, el esfuerzo efectivo incrementado $\Delta\sigma' = 0$). Después de la aplicación del esfuerzo incrementado $\Delta\sigma$ al estrato de suelo, el agua en los espacios vacíos empezará a ser expulsada y se drenará en ambas direcciones hacia los estratos de arena. Por medio de éste proceso, el exceso de presión de poro del agua en cualquier profundidad sobre el estrato de suelo decrecerá gradualmente y el esfuerzo tomado por los sólidos del suelo (esfuerzo efectivo) se incrementará. Así entonces, en el tiempo $0 < t < \infty$, $\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta\mu$ ($\Delta\sigma' > 0$ y $\Delta\mu < \Delta\sigma$)

Sin embargo, las magnitudes de $\Delta\sigma'$ y $\Delta\mu$ a diversas profundidades cambiará (*figura 2.1 c*), dependiendo de la distancia mínima de la trayectoria de drenaje a cualquiera de los estratos de arena, superior o inferior.

Teóricamente, en el tiempo $t = \infty$, la presión de poro completa en exceso, se disipará por drenaje desde todos los puntos del estrato del suelo analizado, dando $\Delta\mu = 0$. el incremento de esfuerzo total $\Delta\sigma$, se tomará entonces por la estructura del suelo (*figura 2.1 d*), por lo que: $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$.

Figura 2.1



Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja M. Das 2001

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

2.1.2 Prueba de consolidación unidimensional en laboratorio

El procedimiento de la prueba de consolidación unidimensional fue primero sugerido por Terzaghi (1925), el cual se efectúa en un consolidómetro (llamado a veces odómetro). La *figura 2.2* es un diagrama esquemático de un consolidómetro. El espécimen de suelo se coloca dentro de un anillo metálico con dos piedras porosas, una en la parte superior del espécimen y otra en el fondo. Los especímenes son usualmente de 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de espesor. La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide por medio de un micrómetro calibrado. El espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba. Cada carga se mantiene usualmente durante 24 horas. Después se duplica la presión sobre el espécimen y se continúa la medición de la compresión. Al final se determina el peso seco del espécimen de la prueba.

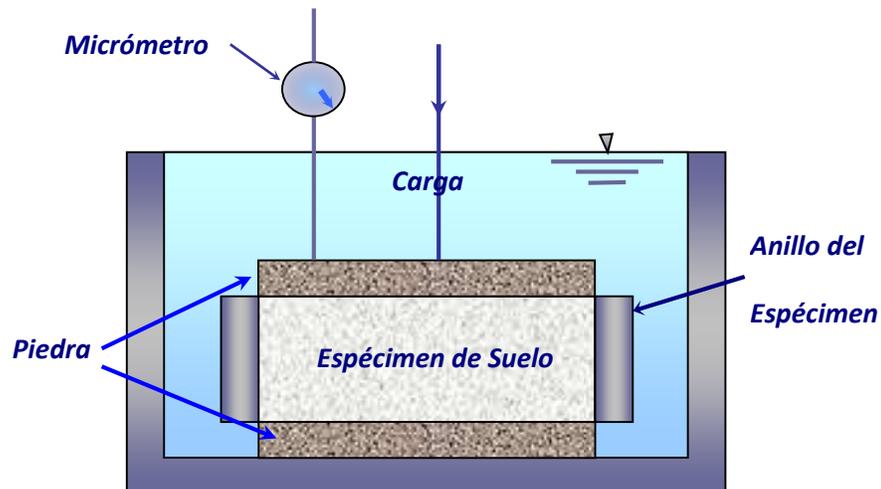


Figura 2.2 Diagrama del Consolidómetro

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja M. Das 2001

La forma general de la gráfica de *deformación del espécimen versus tiempo* para un incremento dado de carga se muestra en la *figura 2.3*. En la gráfica se observan tres etapas distintas, que se describen como sigue:

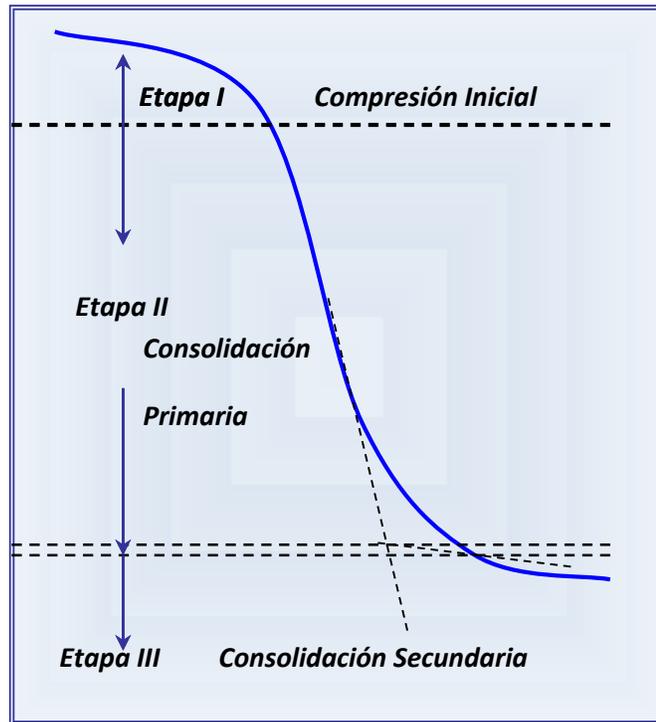


Figura 2.3 Deformación del Espécimen vs. Tiempo

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja M. Das 2001

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

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

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

2.1.3 Gráfica Esfuerzo Efectivo - Relación de Vacíos

Después de que las gráficas tiempo-deformación para varias cargas se obtienen en el laboratorio, es necesario estudiar el cambio de la relación de vacíos en el espécimen con el esfuerzo (*figura 2.4*) y el cambio de altura del espécimen en una prueba de consolidación unidimensional.

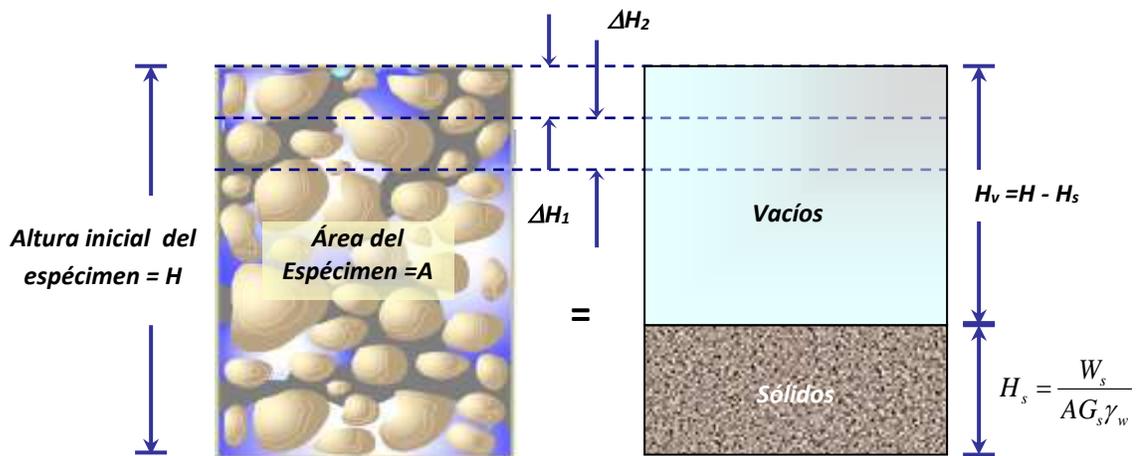


Figura 2.4 Cambio de altura del espécimen

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja M. Das 2001

A partir de un método que se da a continuación:

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

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s \gamma_w} \quad (2.2)$$

Donde:

W_s = Peso seco del espécimen.

A = Área del espécimen.

G_s = Densidad de los sólidos del suelo.

γ_w = Peso específico del agua.

2. Calcule la altura inicial de vacíos H_v :

$$H_v = H - H_s \quad (2.3)$$

Donde:

H = altura inicial del espécimen.

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

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v}{H_s} \frac{A}{A} = \frac{H_v}{H_s} \quad (2.4)$$

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

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s} \quad (2.5)$$

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

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

$$e_1 = e_0 - \Delta e_1 \quad (2.6)$$

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

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s} \quad (2.7)$$

Note que en este tiempo, el esfuerzo efectivo sobre el espécimen es: $\sigma' = \sigma_2 = \sigma_2'$.

Mediante un procedimiento similar, se obtendrá las relaciones de vacíos al final de la consolidación para todos los incrementos de carga.

Los esfuerzos efectivos ($\sigma = \sigma'$) y las correspondientes relaciones de vacíos (e), al final de la consolidación, son graficadas sobre papel de gráfica semilogarítmica. La forma típica de la gráfica se muestra en la *figura 2.5*.

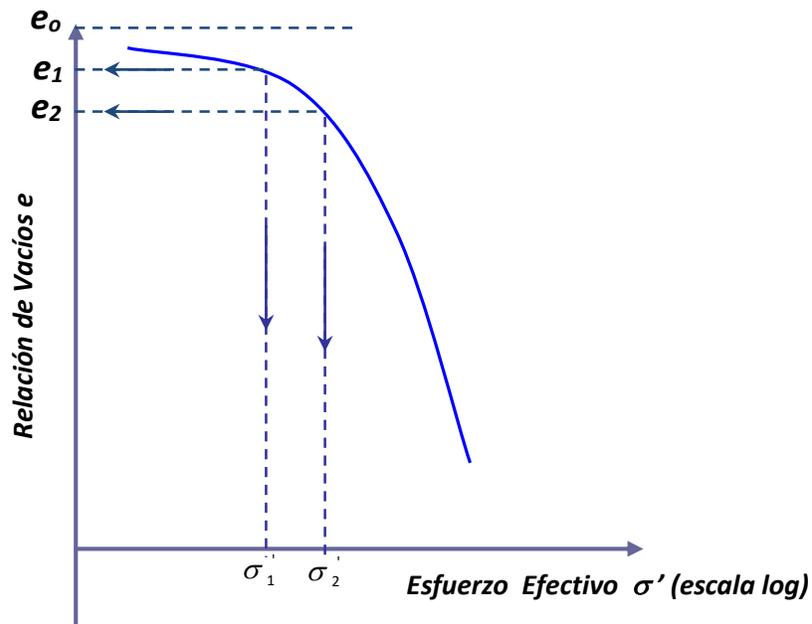


Figura 2.5 Gráfica de Esfuerzo Efectivo y Relaciones de Vacíos
Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja M. Das 2001

2.2 Comportamiento y Criterios de Drenes

El diseño de drenes de agregados es una herramienta que está basada en parámetros que están en función del tipo de suelo. El dren es un método constructivo que garantiza la protección y estabilidad de los suelos que están en zonas donde existe mucha humedad y esto ocasiona saturación. La evacuación del agua que se infiltra en los suelos puede proveerse con este sistema de partículas o geotextil que funcionarán respecto a su granulometría, y permeabilidad. Proveer un dren adecuado consiste en elegir las dimensiones del mismo y el material para construirlo, de forma que; no exista pérdida de carga suficiente al atravesar los drenes. No se permite una entrada importante de suelo al dren. La selección del dren para cumplir con las condiciones requeridas depende del suelo y del sistema de drenaje de la estructura o proyecto que se tenga.

Las condiciones para que un dren impida la entrada de partículas son de naturaleza principalmente granulométrica. Las expresiones de relación granulométrica no sólo limitan el arrastre de las partículas de suelo al dren a una pequeña zona en la cara de contacto entre ambos sino que también aseguran que la permeabilidad del dren es considerablemente

mayor que la del suelo. También se toma en cuenta para seleccionar la permeabilidad del dren, utilizar la red de flujo del problema real estudiado. Los drenes son elementos esenciales en la mayoría de las estructuras de retención construidas con suelos. Sirven para obtener la red de flujo deseada y evitar la erosión.

El arrastre en una masa de suelo ocasiona erosión y se producen cárcavas, esto produce grandes problemas de inestabilidad. Son elementos que se usa en estructuras de suelo el que tienen como función conducir el agua que existe en la zona aportando estabilidad.

El suelo es el material de construcción que está compuesto por partículas cada una con sus propiedades; por condiciones naturales están sometidos a su desprendimiento y arrastre. Se plantea el diseño y comparación de drenes de grava para distintos tamaños de partículas, con el propósito de evaluar el diseño y costos, para poder brindar soluciones eficientes de acuerdo a las aplicaciones. Además se indica el procedimiento y parámetros de diseño y con ello determinar la mejor opción del dren que se debe utilizar.

2.2.1 Comportamiento de un Suelo Granular en Drenes

Las partículas de suelo son sólidas y no se pueden mover con la misma facilidad que los elementos de un fluido. Así pues, el suelo es intrínsecamente un sistema de partículas. Esta es la propiedad básica que distingue la mecánica de suelos de la mecánica de sólidos y fluidos. La deformación general de una masa de suelo será, en parte, el resultado de las deformaciones individuales y, en parte, la consecuencia del deslizamiento relativo entre partículas. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que la contribución principal a la deformación general se debe al deslizamiento entre partículas, junto con la reorganización de las mismas. El esqueleto mineral del suelo, por lo regular, es bastante deformable, debido al deslizamiento y reorganización de las partículas, aun cuando las partículas individuales sean muy rígidas.

De allí, la primera consecuencia de la naturaleza discontinua del suelo: la deformación de una masa de suelo viene controlada por las interacciones entre partículas individuales, especialmente por el deslizamiento entre las mismas. Debido a que el deslizamiento es una deformación no lineal e irreversible, se puede esperar que el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo también sea marcadamente no lineal e irreversible. Además, el estudio de los fenómenos producidos en los puntos de contacto resulta fundamental para

el estudio de los suelos e inevitablemente tendremos que ocuparnos de conceptos tales como la fricción y adhesión entre partículas.

Por supuesto, en una masa de suelo existe un sin número de puntos de contacto individuales. Si el volumen de suelo está dentro de paredes rígidas, el suelo normalmente disminuirá de volumen al aumentar la carga. Esta disminución de volumen se produce debido a que las partículas se van encajando, acortando sus distancias. Se producen roturas tangenciales o de corte (deslizamientos) en muchos puntos de contacto, pero no existe una rotura general por corte de la masa de suelo. Por la carga aplicada, la masa de suelo aumentará de volumen a través de un proceso inverso que supone una redistribución de las partículas. Este proceso de aumento de volumen se denomina expansión o en algunos casos, hinchamiento.

Si, por otra parte, el volumen de suelo está entre paredes flexibles, puede producirse una falla por corte general. La falla se produce a cierta carga vertical y ésta se relaciona con la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Esta resistencia está denominada por la resistencia al deslizamiento entre las partículas que tienden a desplazarse unas respecto a otras.

2.2.2 Flujo a Través del Suelo granular en Drenes

El agua en un suelo actúa según las propiedades mecánicas y físicas que tenga. El agua procedente de las precipitaciones, que comienza a ser absorbida y a moverse hacia el interior del suelo, se conoce como agua de infiltración. Conforme sigue lloviendo (o continuamos regando) el agua va ocupando todos los poros y se va moviendo hacia abajo por el perfil del suelo. La que se mueve por los poros de mayor tamaño (macro poros de más de 10 micras de diámetro) es arrastrada por la fuerza de la gravedad y es conocida como agua de gravitación. La mayor parte del agua de gravitación, la denominada de flujo rápido, drena durante las primeras horas a través de las grietas y poros más grandes (mayores de 50 micras de diámetro). Otra parte, la de flujo lento, puede tardar varios días en descender a través de los macro poros de menor tamaño (entre 50 y 10 micras). Esta agua es la que se queda en los poros más pequeños (micro poros menores de 10 micras de diámetro). Se queda retenida por las fuerzas de adsorción que aparecen entre las partículas y las delgadas capas de agua que se encuentran en estos micro poros (es la misma fuerza que hace que las gotas de agua que se quedan pegadas a los cristales y la que permite que el agua suba por los tubos de pequeño diámetro o capilares). Se presenta un medio poroso con permeabilidad primaria producida

por la integración de los granos, mientras que en la figura 2.6 se presenta un medio fracturado, donde las fracturas producen una permeabilidad secundaria, que además es favorecida por la ampliación de las grietas que ocasiona la disolución de agua.

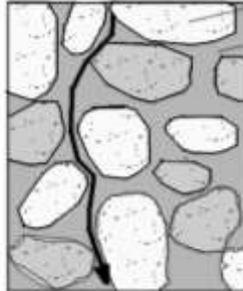


Figura 2.6 Medio Fracturado

Fuente: Geología y Geotecnia 4ta edición 2007.

La anisotropía del material granular, juega un papel importante en la definición de la variación del flujo horizontal y vertical. En la figura 2.7 se observa un material isotrópico y uno anisotrópico. En el material anisotrópico el flujo horizontal será el mayor.

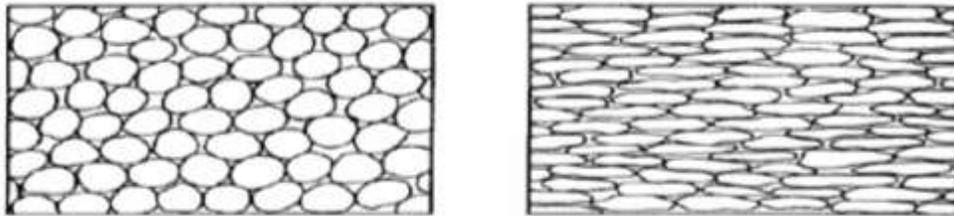


Figura 2.7 Material isotrópico y trópico

Fuente: Geología y Geotecnia 4ta edición 2007.

2.2.3 Movimiento del Agua en el Suelo Granular

El movimiento del agua en el suelo se rige por distintas leyes, según la importancia relativa de las diferentes fuerzas en presencia de la humedad del suelo.

Primer caso. Cuando el contenido de humedad en el suelo es superior a la capacidad de retención, es decir, el suelo está totalmente saturado de humedad, el movimiento del agua se rige por la gravedad.

En esta situación, la permeabilidad es la propiedad que define la mayor o menor facilidad con la cual se realiza este movimiento.

Segundo caso. Cuando el contenido de humedad es inferior a la capacidad de retención, el movimiento del agua se rige por difusión capilar hasta llegar al contenido de humedad que señala el punto de marchitez y, pasando éste, el desplazamiento del agua está regido por la evaporación.

La representación gráfica en la figura 2.8 del movimiento del flujo del agua subterránea en suelo o en macizo rocoso, se conoce como redes de flujo.

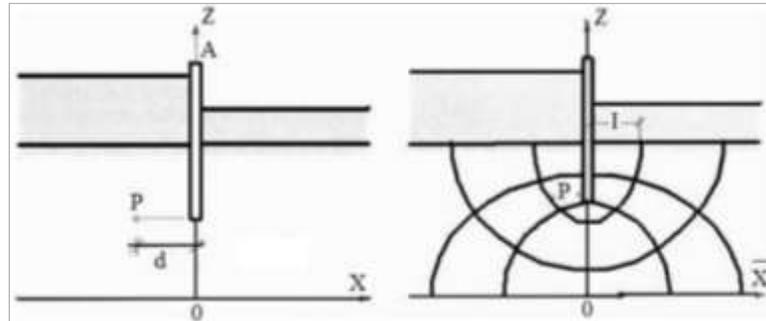


Figura 2.8 Movimiento de flujo
Fuente: Flujo a través del suelo 2000.

2.2.3.1 Tipos de Flujo de Agua en un Suelo Granular

El flujo en un suelo puede ser horizontal y vertical. Flujo vertical en lo que respecta a las condiciones de flujo vertical por este medio estratificado, es sencillo comprender que el caudal que circula por medio de cualquier sección horizontal del depósito resulta constante (en ausencia de fuentes o sumideros), y por lo tanto también lo será la velocidad.

El flujo Horizontal en este caso, es el gradiente es el que ha de resultar el mismo para cualquier sección vertical del depósito de suelo.

Las líneas de flujo son los caminos seguidos por el agua al fluir a través del suelo o roca saturada.

Las líneas equipotenciales son las que unen puntos en los cuales la cabeza de agua es la misma.

2.3 Drenes de Grava y Arena y su Aplicación

Un dren es un material que puede ser grava o geotextil, que sirve para prevenir el movimiento de las partículas del suelo en donde es colocado y, al mismo tiempo, es bastante permeable para ofrecer resistencia al flujo que pasa a través de él. Es decir, el dren debe tener una

granulometría adecuada, si es un dren de grava y, si es un dren de geotextil debe cumplir con los requerimientos de permeabilidad; el tamaño de las partículas del dren deben ser mayores a las partículas del suelo que será protegido y los orificios o agujeros del geotextil no deben ser mayores que las partículas más finas del suelo base, ya que estas partículas finas poco a poco son arrastradas a los vacíos provocando el taponamiento, y evitando que cumpla con su función de drenaje.

Si por el contrario, los vacíos del dren son del mismo tamaño que los del suelo, el dren puede ser poco a poco lavado hacia el conducto subterráneo. Por lo tanto, el dren debe ajustarse a ciertos requerimientos, los cuales serán detallados más adelante. El objetivo de colocar un dren, es permitir la descarga de las filtraciones y disminuir la posibilidad de fallas, ya sean por erosiones que afecten a la estructura. Entonces como las fallas siempre ocurren en el área más débil, susceptible a este tipo de fallas, se puede aumentar su resistencia a la fuerza de escurrimiento incrementando el peso en esta sección débil.

El dren debe ser permeable para que pueda producirse el drenaje del flujo de agua ascendente que tiende a levantar esta parte del suelo. Una manera de evaluar el riesgo probable de falla es el factor de seguridad. Este factor de seguridad en muchos casos es muy bajo, se lo debe aumentar por medio de estos drenes. Se requiere un factor de seguridad mínimo de aproximadamente 4 a 5 para la seguridad de la estructura, el motivo por el que este factor de seguridad es tan elevado es principalmente debido a las inexactitudes que existen en el análisis. En el diseño de estructuras de ingeniería, se encuentran a menudo problemas causados por el flujo de agua, que puede provocar inestabilidad estructural.

Varios problemas de este tipo son generalmente prevenidos construyendo zonas de suelo llamadas drenes. Los drenes de grava son elementos que se usan en estructuras de tierra, los cuales tienen como función conducir el flujo de agua en una masa de suelo, eliminando la presión de poro y evitando que ocurran desprendimientos de partículas, ya que esto ocasiona inestabilidad en el suelo. Están formados por un volumen de grava que tienen granulometría específica y debe cumplir con los requerimientos para que cumpla la función en dren para el suelo que será protegido.

El dren se construye en áreas de suelo donde se tenga la necesidad de evacuar un caudal de agua que está provocando saturación en el suelo, en este caso los taludes. Este elemento será

el encargado de evitar que se genere presión hidrostática, que puede afectar la estabilidad de la estructura de contención.

El dren de grava se debe construir con un material granular limpio de finos que este entre 3/4", 1/2" y 3/8" N°4. El drenaje en medios granulares, es una forma muy eficiente de proteger contra la erosión, y mantener la estabilidad del suelo. En este sistema, el agua fluye a través de un lecho de grava. Las propiedades del medio, conducen el caudal del agua en el lugar hacia el recolector y este se encarga de transportar el agua hacia una caja recolectora o al drenaje de aguas pluviales de la región. En la figura 2.9 se muestra un dren de grava que protege un suelo.

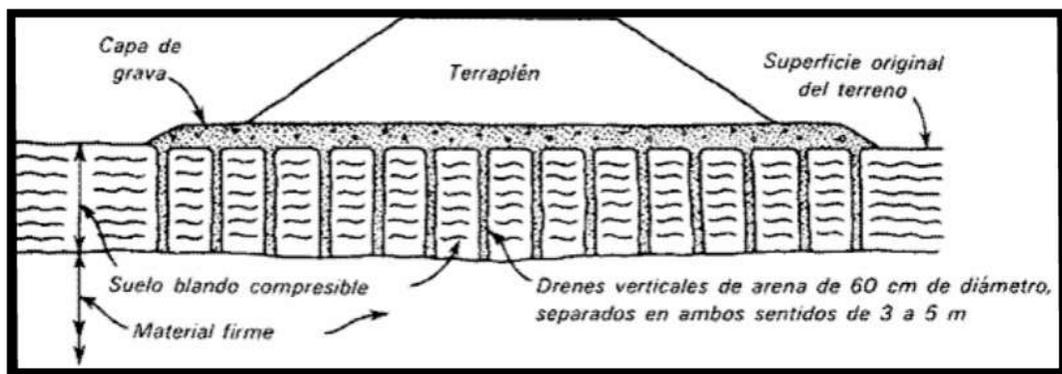


Figura 2.9 Movimiento de flujo
Fuente: Flujo a través del suelo 2000.

2.4 Diseño de Dren de Material Granular

Es sumamente importante que el material del dren sea escogido cuidadosamente tomando en cuenta las características del suelo que se protegerá. El suelo a ser protegido será llamado suelo base. Para que la grava pueda ser utilizada como filtro para suelos, debe satisfacer o cumplir los siguientes criterios o condiciones.

Criterio 1

Se deben utilizar dos factores principales que influyen al seleccionar el material de un dren. La granulometría para el material del dren debe ser tal que:

- a) El suelo por proteger no sea lavado hacia el dren.
- b) No se genere una carga de presión hidrostática excesiva en el suelo con un coeficiente inferior de permeabilidad.

Criterio 2

- a) Estabilidad del suelo y la permeabilidad adecuada para el dren (criterio Propio del diseñador).

La Curva Granulométrica del dren debe ser aproximadamente paralela al del material base (garantiza la estabilidad del suelo base).

El diámetro de partículas máximo que se puede usar en un filtro no debe exceder de las 3" (75 mm.), esto con el fin de disminuir la segregación y el acuñamiento, formando huecos entre las partículas grandes durante la colocación de los materiales del dren. Se debe tener cuidado en la colocación de los materiales del dren para evitar la Segregación.

Sugerencia para seleccionar el material para un dren de grava y arena

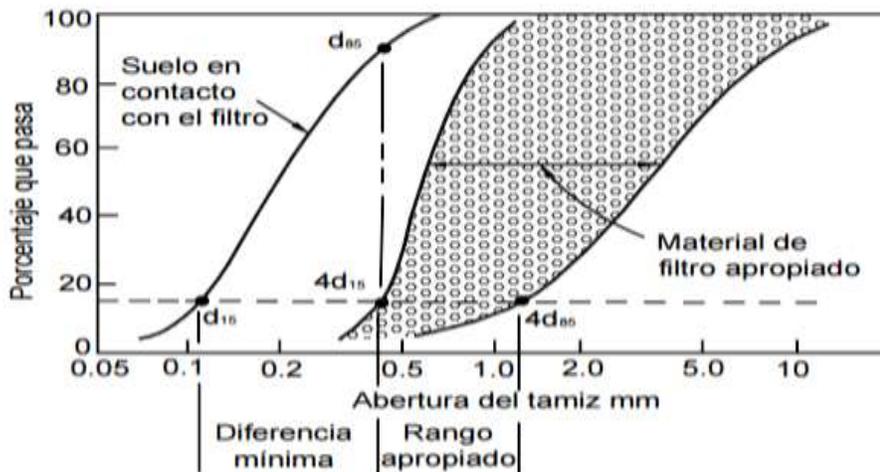


Figura 2.10 Esquema de la granulometría aceptable para un filtro de protección de un determinado suelo

TIPO DE MATERIAL	DIAMETRO (PULGADAS)	ESPESOR (PULGADAS)
Grava Gruesa	1 1/2 a 3/4	8
Grava Mediana	3/4 a 1/2	2 1/2
Grava Fina	1/2 a 1/4	2 1/2
Gravilla	1/4 a 1/8	3
Arena Gruesa	1.2 a 0.8 mm	3
Arena Fina	0.55 a 0.45 mm	20 a 24

Tabla 1 Criterio granulométrico I

TIPO DE MATERIAL	DIAMETRO (PULGADAS)	ESPESOR (PULGADAS)
Grava Gruesa	1 1/2	8
Grava Mediana	1	4
Grava Fina	3/8	4
Gravilla	1/4	4
Arena Fina	0.55 a 0.45 mm	20 a 24

Tabla 2 Criterio granulométrico II

2.5 Permeabilidad en los Suelos

Los suelos y las rocas no son sólidos ideales, sino que forman sistemas con 2 o 3 fases: partículas sólidas y gas, partículas sólidas y líquidas, o bien, partículas sólidas, gas y líquido. El líquido es normalmente agua y el gas se manifiesta a través de vapor de agua. Por lo tanto se habla de medios “porosos”. A estos medios se los caracteriza a través de su “porosidad” y a su vez esta propiedad condiciona la permeabilidad del medio o del material en estudio.

Se dice que un material es permeable cuando contiene vacíos continuos, estos vacíos existen en todos los suelos, incluyendo las arcillas más compactas, y en todos los materiales de construcción no metálicos, incluido el granito sano y la pasta de cemento, por lo tanto dichos materiales son permeables. La circulación de agua a través de la masa de éstos obedece aproximadamente a leyes idénticas, de modo que la diferencia entre una arena limpia y un granito es, en este concepto, solo una diferencia de magnitud.

La permeabilidad de los suelos, es decir la facultad con la que el agua pasa a través de los poros, tiene un efecto decisivo sobre el costo y las dificultades a encontrar en muchas operaciones constructivas, como los son, por ejemplo, las excavaciones a cielo abierto en arena bajo agua o la velocidad de consolidación de un estrato de arcilla bajo el peso de un terraplén, de allí la importancia de su estudio y determinación, aspectos que se desarrollarán a continuación.

2.5.1 Coeficiente de Permeabilidad “k”

Los estudios de Darcy también utilizan un valor de velocidad v , dicha velocidad es la velocidad de descarga que se define como la cantidad de agua que circula en la unidad de tiempo a través de una superficie unitaria perpendicular a las líneas de filtración.

En arenas firmes saturadas y en otros suelos de granos finos, también saturados, donde la circulación del agua no afecta la estructura del material, la velocidad v puede ser determinada casi exactamente por:

$$v = i_p \cdot \frac{K}{\eta} \quad [\text{cm} / \text{seg}]$$

Dónde:

η : Viscosidad del agua, en KN seg / cm

K : constante de permeabilidad (empírica), en cm

i_p : gradiente de presiones, en KN/cm

La viscosidad del agua disminuye con la temperatura, K es constante para un material permeable dado, con porosidad dada y además es independiente de las propiedades físicas del líquido que filtra por el material.

$$v = i \cdot \gamma_w \cdot \frac{K}{\eta}$$

La mayoría de los problemas que enfrenta la Ingeniería Civil, tratan filtraciones de agua a poca profundidad, con muy poca variación de la temperatura del líquido, de modo que γ_w es prácticamente constante.

Como además, dentro de ese rango de temperaturas η varía entre límites poco extensos, es costumbre expresar la ecuación anterior como

$$v = k \cdot i \quad (18)$$

Dónde:

$$k = \gamma_w \cdot \frac{K}{\eta} \quad [\text{cm /seg}]$$

K es el coeficiente de permeabilidad, que se expresa como una función de la constante de permeabilidad del material, la viscosidad y el peso específico del fluido circulante.

Planteado así, el valor de k, expresado en cm/seg, puede ser considerado como la velocidad del agua a través de un suelo cuando está sujeta a un gradiente hidráulico unitario. Factores que influyen en el valor del coeficiente de permeabilidad del suelo.

Valores del coeficiente de permeabilidad en distintos suelos

	100	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Drenaje	Bueno						Pobre			Prácticamente impermeable		
Tipo de suelo	Grava limpia	Arenas limpias y mezclas limpias de arena y grava				Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla, morenas glaciares, depósitos de arcilla estratificada			Suelos "impermeables", es decir, arcillas homogéneas situadas por debajo de la zona de descomposición			
						Suelos "impermeables", modificados por la vegetación o la descomposición						
Determinación directa de k	Ensayo directo del suelo "in situ" por ensayos de bombeo. Se requiere mucha experiencia, pero bien realizados son bastante exactos.											
	Permeámetro de carga hidráulica constante. No se requiere mayor experiencia.											
Determinación indirecta de k		Permeámetro de carga hidráulica decreciente. No se requiere mayor experiencia y se obtienen buenos resultados			Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados dudosos. Se requiere experiencia.			Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados de regular a bueno. Se requiere mucha experiencia.				
	Por cálculo, partiendo de la curva granulométrica. Sólo aplicable en el caso de arenas y gravas limpias sin cohesión.									Cálculos basados en los ensayos de consolidación. Resultados buenos. Se necesita mucha experiencia		

Tabla 3 Valores de coeficiente de permeabilidad k (cm/s).

CAPÍTULO III

MUESTREO Y CARACTERIZACIÓN

3.1 Criterios de selección de Muestras

El paso preliminar esencial para el diseño y la construcción de un proyecto de Ingeniería Vial es la investigación completa y detallada del lugar seleccionado, específicamente el estudio del suelo con el cual se va trabajar, mediante la ejecución de pruebas de laboratorio que permitan determinar sus características y propiedades; pero, alcanzar resultados razonablemente dignos de crédito, es preciso cumplir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible: La obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas de laboratorio.

Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es:

Alterada, cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede y se recolecta a medida que se va realizando el muestreo, e **Inalterada**, es aquella muestra que preserva, en la medida de lo posible, la estructura y el contenido de humedad para que represente realmente las condiciones de campo.

Para este trabajo de Proyecto de Grado, las muestras con las que se trabajó son de tipo alteradas o perturbadas.

Las muestras para ser llevadas al laboratorio fueron extraídas de las vías principales de la nueva Terminal zona de Torrecillas, barrió Monte Cristo y barrió Paraíso. Todas las muestras recolectadas fueron aquellas que tenían características de Suelos Arcillosos. La mayoría de las muestras se extrajeron del suelo natural a nivel de la sub rasante porque en ese lugar se estaba realizando el corte para la apertura de la vía.

3.1.1 Toma de Muestras

El objetivo es realizar la extracción o muestreo adecuado y representativo para poder determinar de forma correcta las características y propiedades del suelo y materiales granulares mediante ensayos de laboratorio.

3.1.1.1 Equipo Utilizado

El material utilizado para la extracción de las muestras es el siguiente:

- Pico
- Pala
- Bolsas.

3.1.1.2 Procedimiento de Extracción de la Muestra

El procedimiento para la obtención de muestras para el caso de cortes, es el que se describe a continuación:

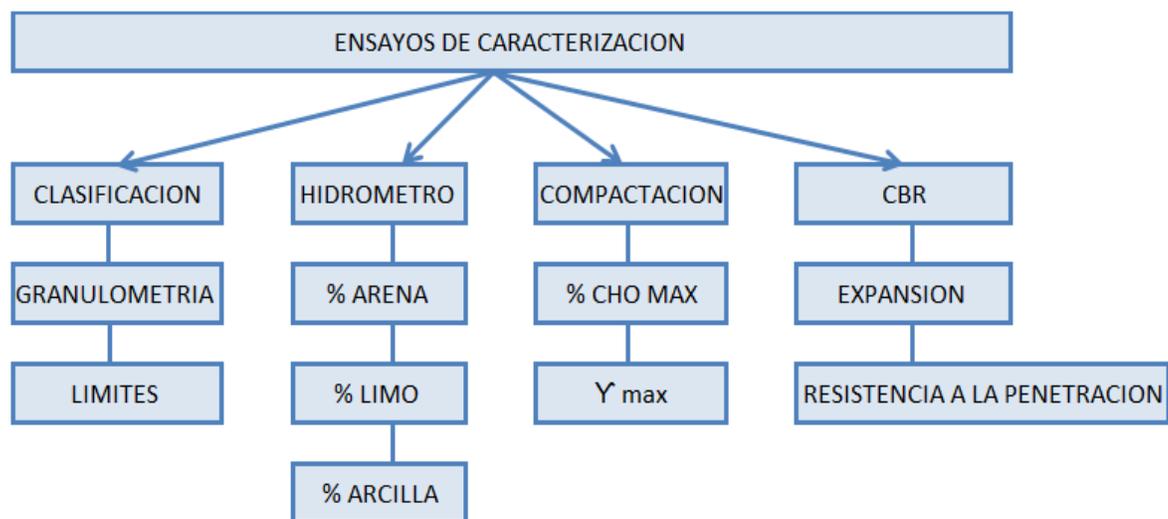
- Se retira la capa de despalme superficial limpiando el lugar de extracción y se evita, de esta manera, que el suelo recolectado sufra alguna mezcla.
- Se quita el material seco y o suelto para dejar una superficie limpia de donde se pueda obtener la muestra.
- Se excava en forma de canales verticales de sección más o menos uniforme desde la parte superior hasta el fondo.
- Se recoge todo el material excavado, se coloca en una bolsa con su etiqueta de identificación para posteriormente llevarlo al laboratorio

Para las muestras en donde no había corte, el procedimiento a seguir es:

Se debe excavar un hueco de profundidad de 50 cm, a partir de éste nivel extraer la muestra y colocarlo en una bolsa con su etiqueta de identificación para posteriormente llevarlo al laboratorio

3.2 Ensayos de Caracterización del Suelo

Con las muestras obtenidas de la extracción, se llevaron a cabo los ensayos de caracterización.



3.2.1 Resumen de Ensayos

MUESTRA	GRANULOMETRÍA				LÍMITES			CLASIFICACIÓN	
	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200	LL	LP	IP	AASHTO	SUCS
EL PARAISO	100	97	90,52	83,06	30	23	7	A-4 (8)	ML
M. CRISTO	100	99,97	99,85	98,53	29	21	7	A-6 (8)	CL
PORTILLO	100	98,4	95,58	90,55	49	36	12	A-7-5 (11)	CH

MUESTRA	CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN		
	AASHTO	SUCS	DESCRIPCIÓN
EL PARAISO	A-4 (8)	ML	Limo inorgánica de baja plasticidad.

M. CRISTO	A-6 (8)	CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad.
PORTILLO	A-7-5 (11)	CH	Arcilla inorgánica de alta plasticidad.

MUESTRA	PESO ESPECÍFICO RELATIVO gr/cm ³	HIDRÓMETRO		COMPACTACION	
		LIMO	ARCILLA	Y max	CHO
		%	%	gr/cm ³	%
EL PARAISO	2,7	94,63	5,37	1,95	13,82
M. CRISTO	2,68	92,38	7,62	1,90	15,52
PORTILLO	2,72	88,17	11,83	1,70	15,93

MUETRA	CBR			EXPANSIÓN		
	12 G	25 G	56 G	12 G	25 G	56 G
	%			%		
EL PARAISO	1,9	2,2	2,4	1,11	1,5	1,6
M. CRISTO	2,1	2,2	2,3	0,96	0,91	0,85
PORTILLO	2	2,1	2,2	1,47	1,31	1,67

3.3 Elección del material y su tamaño máximo.-

3.3.1 Forma de utilización de la Muestra.-

La muestra es la obtención del material para ser utilizado en este proyecto lo cual se la obtuvo mediante un banco de gravas de canto rodado y arenas ubicado en la zona de San Blas lo cual tuvo que cumplir con los respectivos parámetros los cuales son que el tamaño máximo tenga un diámetro de ¾" hasta el N°4 en cuanto a la arena fue separada por el tamiz N°4 según

criterios establecido en el capítulo II. Al tener las muestras se procedió al tamizado y la obtención de todas las propiedades físico-mecánicas del suelo que se llevaron a cabo en el laboratorio de suelos y hormigones.



Figuro 3.1 fuente: autor "placa metálica"

Figura 3.2 fuente: autor "muestra de grava"



AFREGADO GRUESO										
GRANULOMETRIA							PESO ESPECIFICO	PESO UNITARIO (gr/cm ³)		PERMEABILIDAD
2	1 1/2	1	3/4	1/2	3/8	Nº4	(gr/cm ³)	Suelto	Compactado	cm/seg
100	100	99,7	84,4	45,8	25,9	0,7	2,62	1,399	1,516	5,795E-04
AFREGADO FINO										
GRANULOMETRIA							PESO ESPECIFICO	PESO UNITARIO (gr/cm ³)		PERMEABILIDAD
3/8	Nº4	Nº8	Nº16	Nº30	Nº50	Nº100	(gr/cm ³)	Suelto	Compactado	cm/seg
100	93,9	74,3	60,1	46,4	20,1	4,06	2,22	1,505	1,683	1,099E-02

3.4 Preparación del Espécimen de Suelo

Ya una vez definida la densidad específica y la humedad óptima se procede a elaborar la muestra de suelo remoldeado que será sujeto a ensayos de laboratorio de aquí en adelante.

3.4.1 Procedimiento de Laboratorio

Para llevar a cabo la elaboración de esta muestra remoldeada de suelo debo conocer como dato necesario el CHO del ensayo de compactación estándar

Ahora se pesa una cantidad de suelo igual a 2000 gr., determinamos la humedad presente en el suelo y calculamos la cantidad de agua necesaria para alcanzar la humedad óptima.

Añadimos el agua al suelo mezclando hasta obtener homogeneidad en color y apariencia.

Luego se empieza a compactar el suelo por capas hasta llegar a un total de tres, aplicando el número de golpes con el pisón anteriormente calculado.

Enrasamos el molde, lo pesamos y del suelo sobrante del enrasado pesamos una pequeña muestra de suelo para el cálculo de la humedad.

3.4.2 Resumen Etapa de Compactación

MUESTRA	COMPACTACIÓN
---------	--------------

	Y máx.	CHO
	gr/cm ³	%
PARAISO	1,95	13,82
M- CRISTO	1,90	15,52
PORTILLO	1,70	15,93

3.4.3 Perforación de los Drenes en el Espécimen de Suelo

Los drenes pueden ser instalados introduciendo en el terreno tubo, e ir extrayéndolo a medida que se rellena de material granular el espacio interior, o por medio de una broca apropiada que haga un perforación cuyas paredes se sostenga al retirar la herramienta por lo menos el tiempo necesario para rellenar el hueco.



Figura 3.3 Perforación de Dren

3.5 Perturbación de Presiones en la masa de suelo

Considerando el marco teórico conceptual una masa de suelo compuesta de partículas sólidas que están distribuidas al azar con espacios vacíos entre ellos que están ocupadas por aire, agua o ambos. Para analizar el problema los cambios de volumen en el suelo se debe conocer

la naturaleza de la distribución de las presiones en el suelo, es debido a esto es que analizaremos las presiones: Presión absoluta, presión efectiva y la presión de poro.

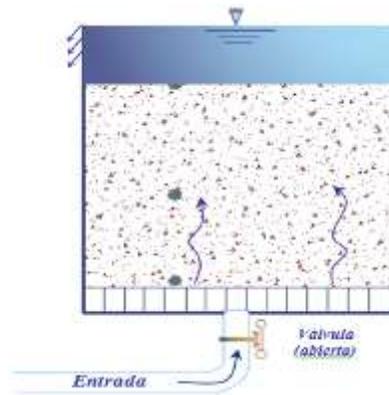


Figura 3.4 Perturbación en la masa de suelo

A hora analizando un suelo a nivel de fundación donde la presión absoluta se incrementara debido a la construcción alcanzando un valor de magnitud considerable cuando exista una sobrecarga.

Este aumento de la densificación del suelo ayuda a evitar un comportamiento indeseable del mismo, esto, si es que el suelo no ha sufrido una saturación con una humedad no anticipada, pero si esto ocurre la consecuencia seria la actuación de la presión de poro aumentando su magnitud si es que además estaría presente una carga de presión de agua, ocasionando una alteración en la estructura del suelo mediante la acción de querer separar las partículas sólidas del suelo, haciendo que se pierda la adhesión de las mismas y por ende anulando en la mayoría de ellas las fuerzas de contacto entre partículas, entonces como resultado de todo este fenómeno se tiene una disminución de la presión efectiva.

De acuerdo a Terzagui el principio del esfuerzo efectivo es: $\sigma = \sigma' + \mu \rightarrow \sigma' = \sigma - \mu$, esfuerzo efectivo igual al esfuerzo total menos la presión del agua. Entonces para que la presión efectiva tienda a cero (valor crítico), la presión de poro de agua debe llegar a igualar a la presión absoluta

3.5.1 Análisis de Presiones en la masa de suelo

Para poder obtener valores críticos de la fuerza efectiva en una masa de suelo se procederá a alterar los esfuerzos de dicha masa con la incrementación de la presión de poro.



Figura 3.5 Sistema de Saturación

Los materiales utilizados para conseguir el aumento de la presión de poros fueron:

- Molde de Compactación T-99.
- Vástago con Pesas.
- Bomba Hidráulica de Presión.
- Manómetro de Presión.
- Tubos PVC, Codos, Llaves de paso.
- Trípode con base perforada.
- Pegamento Silicona.

3.5.1.1 Procedimiento de Laboratorio para Incrementación de Presión

Una vez que se tiene armado el sistema de saturación se procede a colocar el molde en la base ajustar con la ayuda de las tuercas una vez ajustado colocamos la silicona con el fin de sellar y no tener pérdidas de agua por la base.

Habiendo terminado de sellar con la silicona esperamos hasta que esta seque, para así dar inicio a la saturación del espécimen anotando y controlando cada intervalo de tiempo cual es la presión que registra el manómetro hasta que el agua ascienda hasta el borde superior. Una

vez que el agua llegue a la superficie se detiene la bomba y se desajusta el molde, se retira la silicona y se deja que salga el excedente de agua.

Se procede a hacer secar en horno eléctrico a una temperatura máxima de 40° C simulando alcanzar una las máximas temperaturas que se dan en el departamento.

3.5.1.2 Resumen Análisis de Presiones en la masa de suelo

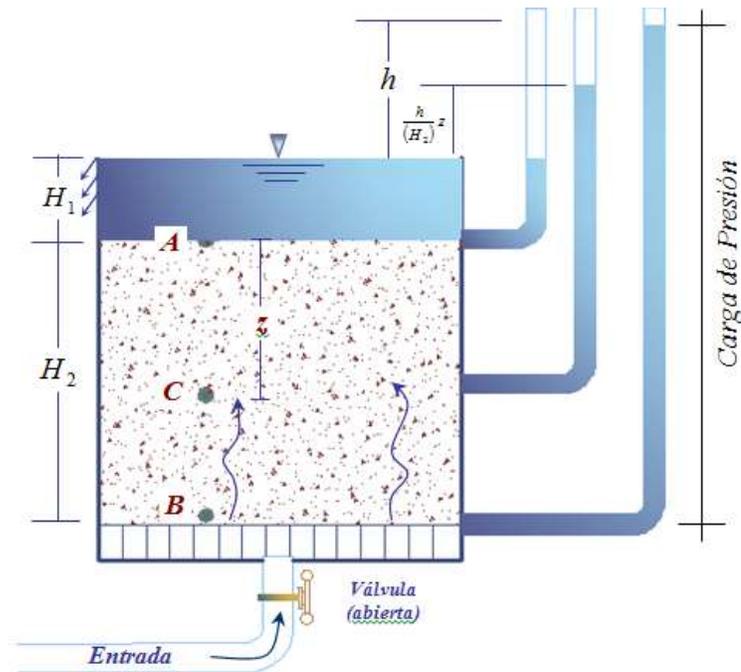


Figura 3.6 Presión en la masa de suelo

Como los especímenes de suelo que se utilizarán en el ensayo edométrico serán extraídos del núcleo del pastón de suelo, analizaremos el comportamiento de presiones en el denominado punto C de la gráfica tomando como dato de presión de la bomba en el momento en que el nivel de agua llega al borde superior del collarín del molde cilíndrico. Todas la demás dimensiones H_1 , H_2 y z son mensurables.

Esfuerzo total:
$$\sigma_c = H_1 * \gamma_w + z * \gamma_{sat} \quad (3.1)$$

Peso específico saturado:
$$\mu_c = \left(H_1 + z + \frac{h}{H_2} * z \right) * \gamma_w \quad (3.2)$$

Relación de vacíos:
$$\sigma'_c = \sigma_c - \mu_c \quad (3.3)$$

Presión de Poro:
$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} \quad (3.4)$$

Esfuerzo Efectivo:
$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (3.5)$$

Muestra	Esfuerzo Total	Presión de Poro del Agua	Esfuerzo Efectivo
	σ (gr/cm ³)	μ_c (gr/cm ³)	σ'_c (gr/cm ³)
PARAISO	17,48	16,54	0,94
M. CRISTO	17,9	15,04	2,86
PORTILLO	17,66	17,54	0,12

3.6 Consolidación de los Suelos

Asiento producido en suelos compresibles y saturados, debido a las deformaciones volumétricas a lo largo del tiempo, ante la disipación por drenaje de las presiones transmitidas al agua intersticial por una carga aplicada y por la reducción de los poros del suelo.

El proceso de consolidación se aplica a todos los suelos pero es más importante estudiarlo en aquellos donde la permeabilidad es baja. Es necesario predecir:

- **El asentamiento total de la estructura.**
- **El tiempo o velocidad a la cual se produce dicho asentamiento.**

3.6.1 Introducción

Todos los materiales al ser expuestos a condiciones de esfuerzo, generan deformaciones que pueden o no depender del tiempo; esta relación varía con respecto al material que se desee estudiar y/o analizar.

En el caso de los suelos la relación esfuerzo-deformación-tiempo dependerá no solo del tipo de suelo y su tipo de consistencia, sino también de la forma en que dicho suelo es cargado.

Para esto es necesario estudiar estas características, ya que en general no se producen las deformaciones instantáneamente ante la aplicación de una carga y se sufren superiores a las de la estructura que le transmiten la carga.

El ensayo de consolidación unidimensional de los suelos se encarga de determinar la resistencia a la deformación de un suelo que es sometido a incrementos y/o decrementos descargas y a partir de esto realizar una comparación entre los esfuerzo generados y relación de vacíos con el fin de deducir canto se demora el suelo en disipar el agua presente de sí.

Este método se refiere al procedimiento para determinar la rata y la magnitud de la consolidación de muestras de suelos cuando se confinan lateralmente y se drenan axialmente mientras se someten a incrementos controlados de esfuerzo vertical.

3.6.2 Objetivo

La finalidad es determinar los asentamientos por consolidación de especímenes de arcillas y especímenes tratados con drenes verticales de arena y grava.

3.6.3 Suelo a Utilizar

Es una muestra de suelo limo arcilloso, remoldeado de manera que el suelo presente una apariencia de estabilidad.

3.6.4 Equipo y Accesorios

- Dispositivo de Carga.
- Consolidometro.
- Piedras Porosas.
- Balanza de Precisión 0,01 gr.
- Deformimetro de Precisión 0,002 mm.
- Horno Eléctrico.
- Cronometro.
- Accesorios y otros.



Figura 3.7 Consolidometro

3.6.5 Procedimiento

Inicialmente se toma una muestra de suelo remoldeado (nuestra muestra se extraerá del medio del espécimen), dicha muestra debe ser moldeada en el anillo de consolidación.

Una vez que se haya moldeado se coloca en el aparato de consolidación colocando las piedras porosas en la parte superior y en la parte inferior, para luego introducir dentro de un sistema que asegure que la muestra va estar saturada en todo el proceso.

Se empieza a aplicar la carga inicial, después de 24 horas se realiza sus incrementos de cargas y se toman las lecturas de deformación y tiempo.

Una vez terminado el proceso de carga se pone la muestra al horno.

3.6.6 Procesamiento de Datos

Cálculo de humedades y deformación volumétrica al inicio y final de la prueba.

- Calcular el área de la probeta del espécimen de suelo A (cm²)

$$A = \pi * \left(\frac{D}{2}\right)^2 \quad (3.6)$$

Donde: D = Diámetro interior del anillo (cm).

- Calcular el volumen V (cm^3)

$$V = A * H_o \quad (3.7)$$

Donde: H_o = Altura inicial de la probeta (cm)

- Calcular el contenido de humedad final w_f (%) del espécimen del suelo (suponiendo $S = 100\%$)

$$w_f = \frac{W_2 - W_3}{W_3} * 100 \quad (3.8)$$

Donde: W_2 = Peso del espécimen de suelo saturado

- Calcular la altura de los sólidos H_s (cm)

$$H_s = \frac{W_3}{G_s * \gamma_w * A} \quad (3.9)$$

Donde: G_s = Gravedad de los sólidos o peso específico relativo

γ_w = Peso específico del agua (valor $\approx 1 \text{ gr./cm.}$)

- Calcular la altura inicial de vacíos H_{vo} (cm)

$$H_{vo} = H_o - H_s \quad (3.10)$$

- Calcular la relación de vacíos inicial e_o

$$e_o = \frac{H_{vo}}{H_s} \quad (3.11)$$

- Calcular la altura final del espécimen H_f (cm)

$$H_f = H_o - \Delta H \quad (3.12)$$

Donde: ΔH = La deformación total del espécimen de suelo

- Calcular la altura final de vacíos H_{vf} (cm)

$$H_{vf} = H_f - H_s \quad (3.13)$$

- Calcular la relación de vacíos al finalizar el ensayo e_f

$$e_f = \frac{Hv_f}{H_s} \quad (3.14)$$

Cálculo de la deformación volumétrica para cada estado o incremento de carga de esfuerzo

(i = estado de presión ensayada, $i = 1$ para $p = 2$ Kg./cm², $i = 2$ para

$p = 4$ Kg./cm² y así sucesivamente)

- Lectura del micrómetro al final del estado de esfuerzo analizada ΔH_i (mm) (cm.)

- Cálculo de la altura final parcial de la muestra

$$Hf_i = H_i - \Delta H_i \quad (3.15)$$

Donde: H_i = Altura del espécimen al inicio del estado de presión analizado

- Calcular la altura promedio \bar{H}_i (cm)

$$\bar{H}_i = \frac{H_i + Hf_i}{2} \quad (3.16)$$

- Calcular la altura de vacíos Hv_i para cada incremento de carga

$$Hv_i = Hf_i - H_s \quad (3.17)$$

- Calcular la relación de vacíos e_i para cada incremento de carga

$$e_i = \frac{Hv_i}{H_s} \quad (3.18)$$

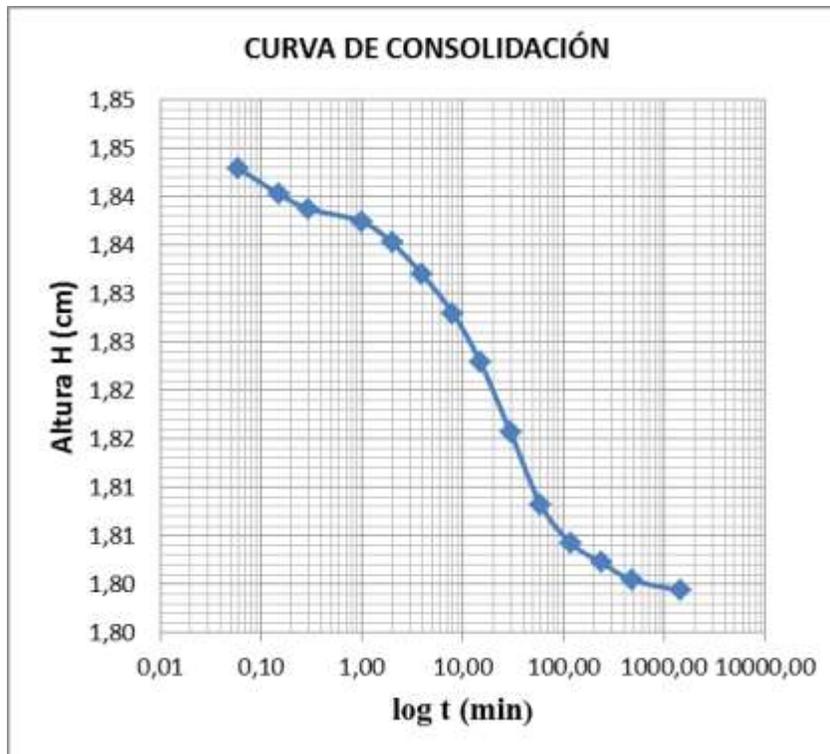
- Calcular la deformación unitaria ε para cada incremento de carga

$$\varepsilon = \frac{\Delta H_i}{H_o} \quad (3.19)$$

3.7 Resultados Obtenidos de la Prueba de Consolidación Unidimensional BARRIO PARAISO

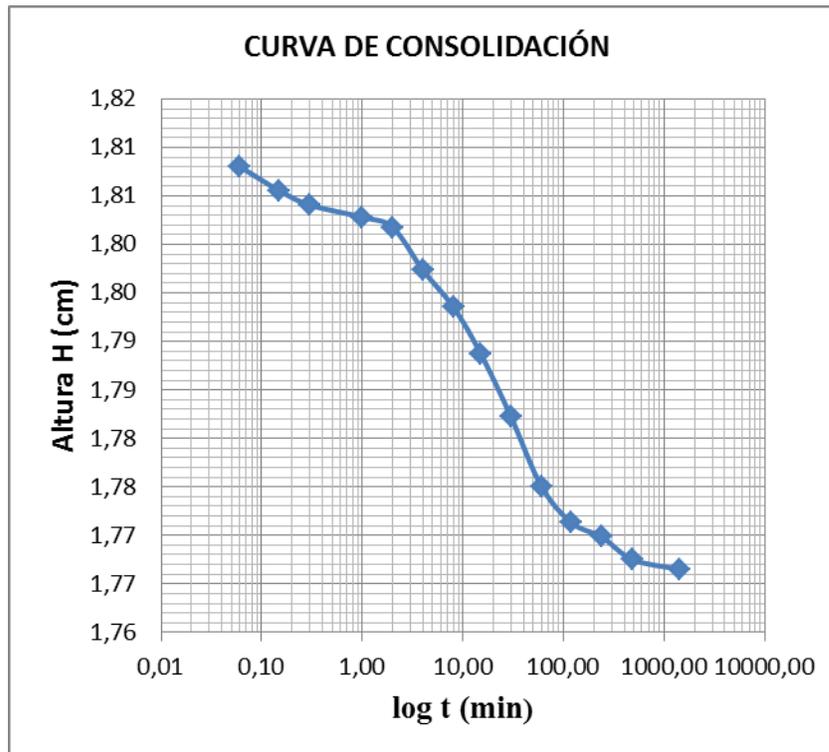
MUESTRA SIN DREN

TIEMPO [min]	DEF.V X0,002	ALTURA DE PROBETA (cm.)
0,06	714	1,84
0,15	726	1,84
0,30	733	1,84
1	739	1,84
2	749	1,84
4	764	1,83
8	782	1,83
15	805	1,82
30	838	1,82
60	872	1,81
120	890	1,80
240	899	1,80
480	907	1,80
1440	912	1,80



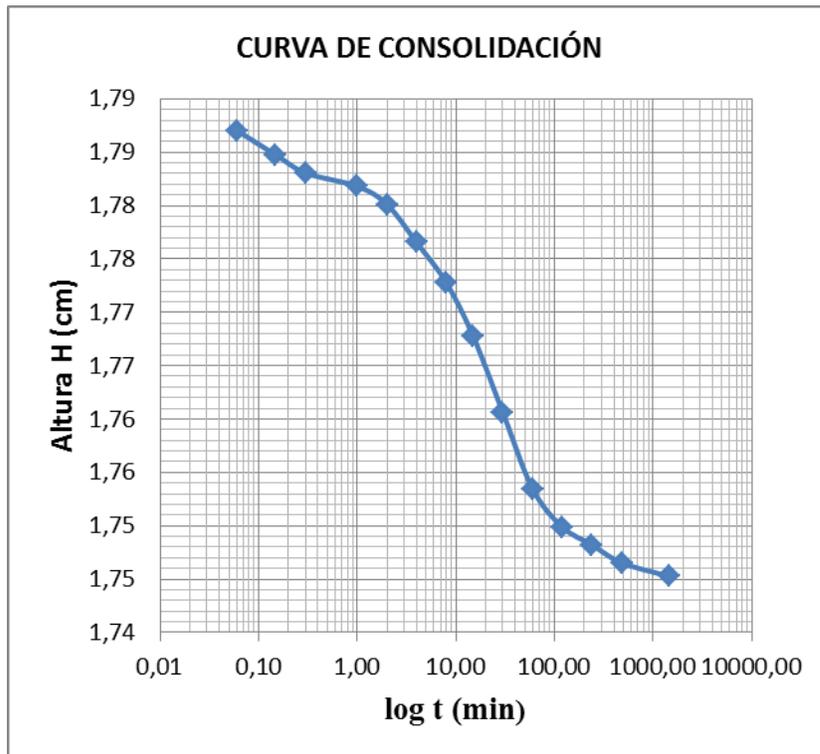
MUESTRA CON DREN DE ARENA

TIEMPO	DEF.V	ALTURA DE PROBETA
[min]	X0,002	(cm.)
0,06	914	1,81
0,15	926	1,81
0,30	933	1,80
1	939	1,80
2	944	1,80
4	965	1,80
8	983	1,79
15	1006	1,79
30	1037	1,78
60	1071	1,78
120	1089	1,77
240	1096	1,77
480	1107	1,77
1440	1112	1,77



MUESTRA CON DREN DE GRAVA

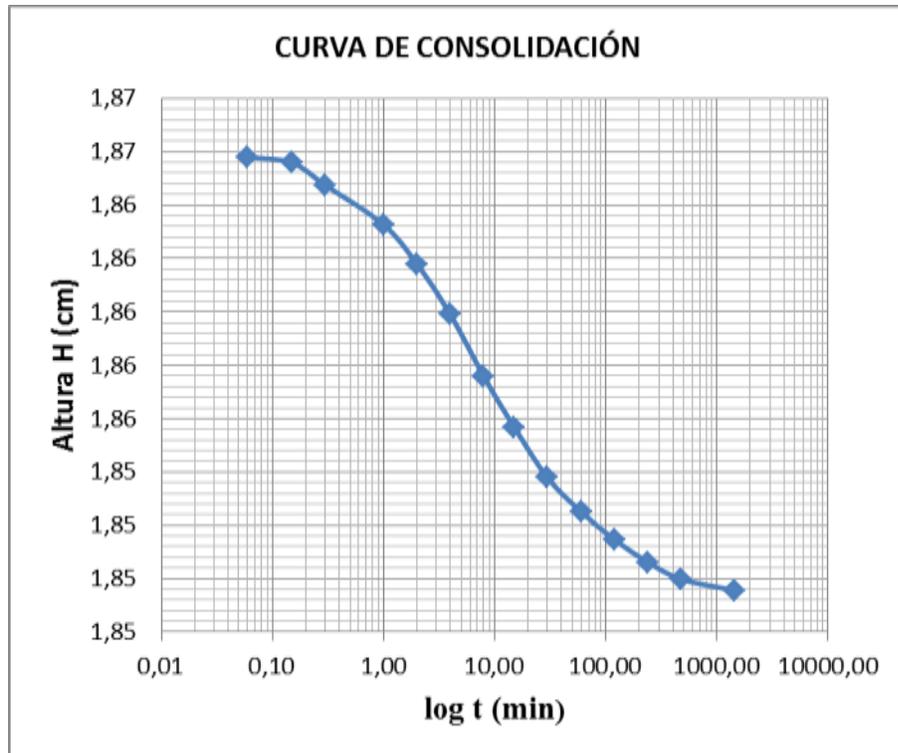
TIEMPO	DEF.V	ALTURA DE PROBETA
[min]	X0,002	(cm.)
0,06	1014	1,79
0,15	1025	1,78
0,30	1033	1,78
1	1039	1,78
2	1047	1,78
4	1064	1,78
8	1082	1,77
15	1106	1,77
30	1140	1,76
60	1174	1,75
120	1191	1,75
240	1199	1,75
480	1207	1,75
1440	1213	1,75



BARRIO MONTE CRISTO

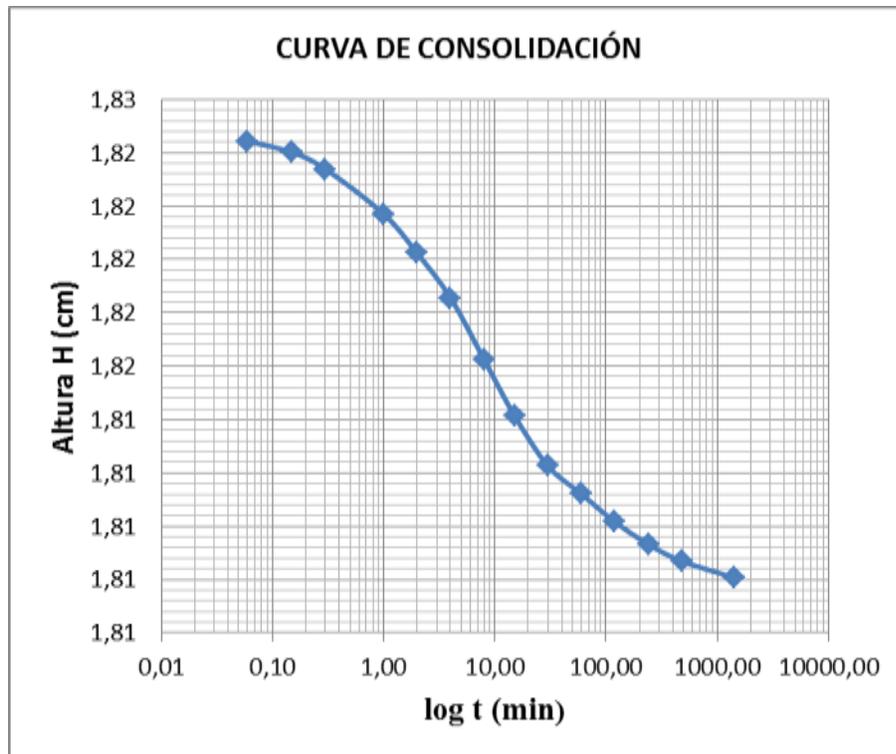
MUESTRA SIN DREN

TIEMPO	DEF.V	ALTURA DE PROBETA
[min]	X0,002	(cm.)
0,06	636	1,87
0,15	637	1,87
0,30	641	1,86
1	648	1,86
2	655	1,86
4	664	1,86
8	675	1,86
15	684	1,86
30	693	1,85
60	699	1,85
120	704	1,85
240	708	1,85
480	711	1,85
1440	713	1,85



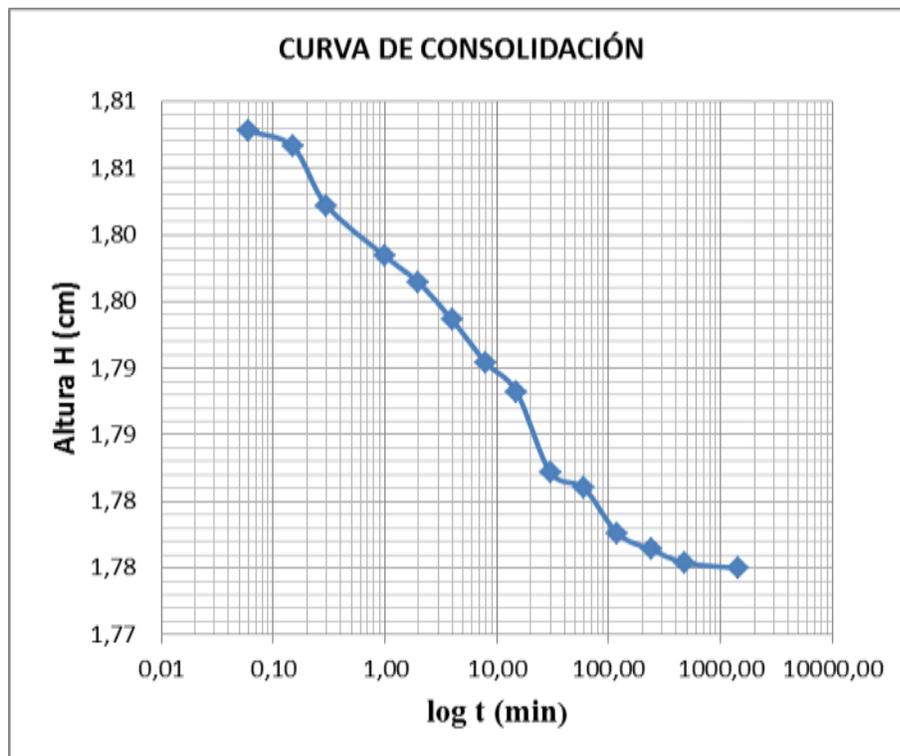
MUESTRA CON DREN DE ARENA

TIEMPO	DEF.V	ALTURA DE PROBETA
[min]	X0,002	(cm.)
0,06	836	1,82
0,15	838	1,82
0,30	841	1,82
1	849	1,82
2	856	1,82
4	864	1,82
8	875	1,82
15	885	1,81
30	894	1,81
60	899	1,81
120	904	1,81
240	908	1,81
480	911	1,81
1440	914	1,81



MUESTRA CON DREN DE ARENA

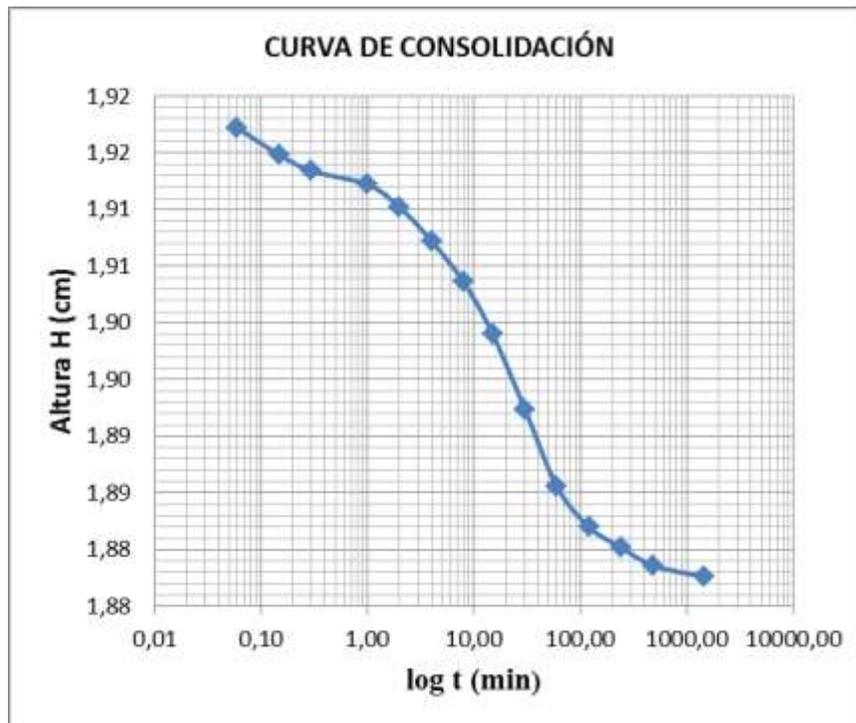
TIEMPO	DEF.V	ALTURA DE PROBEA (cm.)
[min]	X0,002	
0,06	961	1,81
0,15	967	1,81
0,30	989	1,80
1	1008	1,80
2	1018	1,80
4	1032	1,79
8	1048	1,79
15	1059	1,79
30	1089	1,78
60	1095	1,78
120	1112	1,78
240	1118	1,78
480	1123	1,78
1440	1125	1,78



ZONA TORRECILLAS

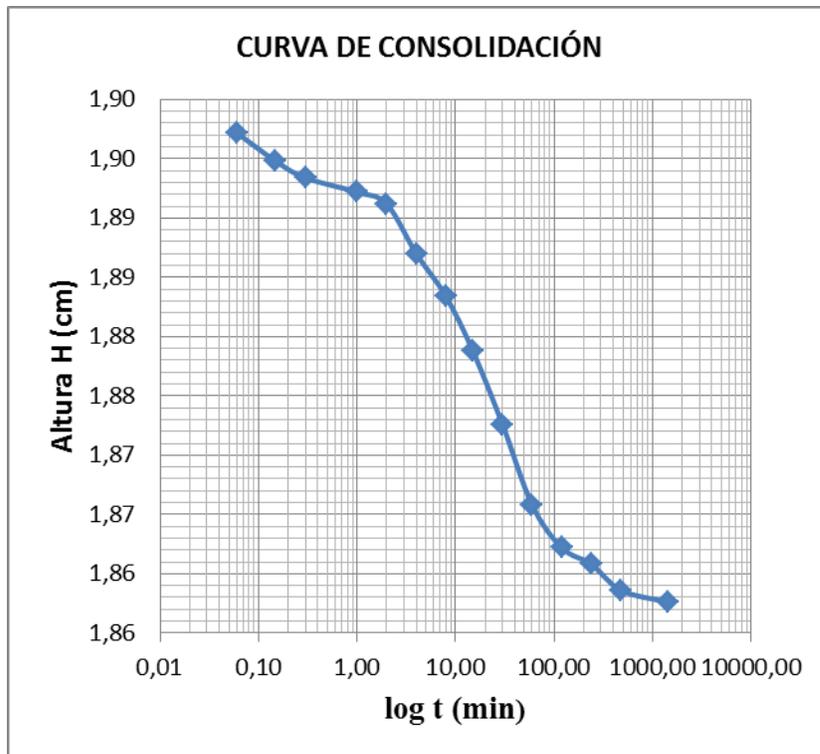
MUESTRA SIN DREN

TIEMPO	DEF.V	ALTURA DE PROBETA (cm.)
[min]	X0,002	
0,06	414	1,92
0,15	426	1,91
0,30	433	1,91
1	439	1,91
2	449	1,91
4	464	1,91
8	482	1,90
15	505	1,90
30	538	1,89
60	572	1,89
120	590	1,88
240	599	1,88
480	607	1,88
1440	612	1,88



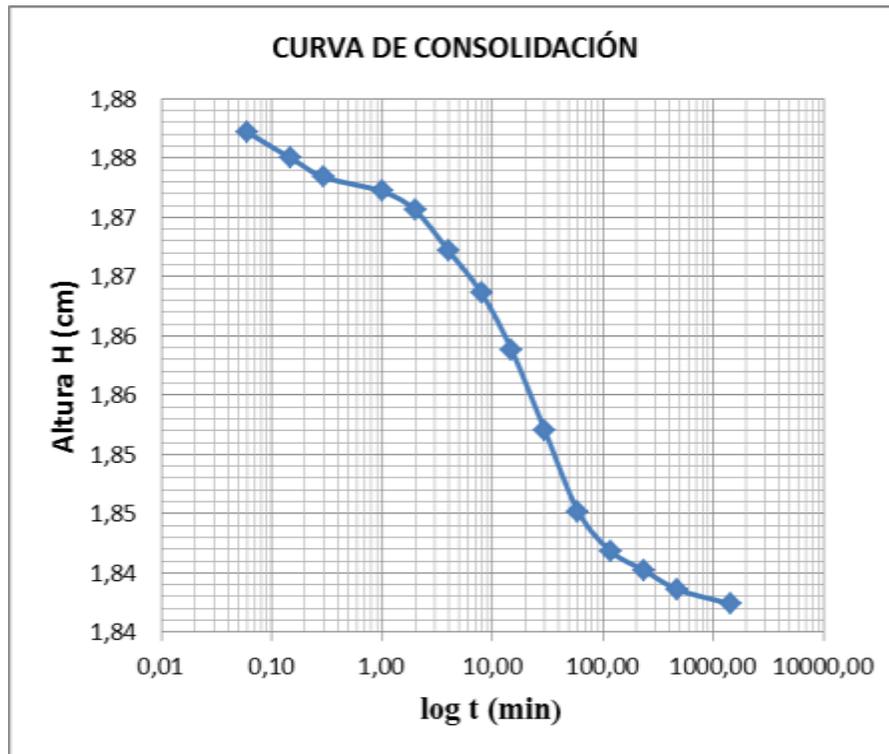
MUESTRA CON DREN DE ARENA

TIEMPO	DEF.V	ALTURA DE PROBETA
[min]	X0,002	(cm.)
0,06	514	1,90
0,15	526	1,89
0,30	533	1,89
1	539	1,89
2	544	1,89
4	565	1,89
8	583	1,88
15	606	1,88
30	637	1,87
60	671	1,87
120	689	1,86
240	696	1,86
480	707	1,86
1440	712	1,86



MUESTRA CON DREN DE GRAVA

TIEMPO	DEF.V	ALTURA DE PROBETA
[min]	X0,002	(cm.)
0,06	614	1,88
0,15	625	1,88
0,30	633	1,87
1	639	1,87
2	647	1,87
4	664	1,87
8	682	1,86
15	706	1,86
30	740	1,85
60	774	1,85
120	791	1,84
240	799	1,84
480	807	1,84
1440	813	1,84



CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE LAS INCIDENCIAS QUE GENERA EL USO DE DRENES VERTICALES

4.1 Introducción

Los drenes verticales se han usado con el fin de acelerar la consolidación de capas de suelo poco permeable, frecuentemente arcilla. Los drenes verticales son un acelerador en el proceso de consolidación; son perforaciones verticales rellenas de material permeable, de pequeño diámetro.

4.2 Aplicación de Drenajes verticales para Acelerar la Densificación

Algunas veces para acelerar la densificación se construyen drenajes verticales en la capa arcillosa responsable por tales asentamientos.

Aplicándose una carga sobre la superficie, el agua bajo presión puede escurrir tanto hacia las capas drenantes directamente como a través de los drenajes. Los asentamientos se desarrollan mucho más rápidamente pues las distancias de flujo son mejores y los coeficientes de permeabilidad son mayores en la dirección horizontal que en la vertical. Los drenes verticales de arena y grava son un proceso acelerado comprobado de los de la consolidación, cuya influencia de estos puede ser establecida teóricamente. Es decir son perforaciones verticales rellenas de material permeable de pequeño diámetro y de longitud suficiente para que sus efectos alcancen a la totalidad del manto compresible o, por lo menos, al espesor que vaya a producir la mayor parte del asentamiento.

Su función se ejerce disminuyendo la longitud de las trayectorias que el agua debe recorrer para ser drenada de los estratos compresibles que se consoliden; esto se logra al permitir el flujo en la dirección horizontal, además del flujo vertical.

Como la mayoría de los suelos arcillosos finos son algo estratificados, de manera que, la permeabilidad horizontal es más grande que en la dirección vertical, el flujo radial hacia los drenes verticales es, en principio, muy eficiente. Indudablemente, los drenes verticales aceleran la salida del agua de los estratos compresibles.

Para el buen funcionamiento de los drenes verticales, es importante que el material que en ellos se coloque se realmente permeable; en especial debe cuidarse que sea muy bajo el contenido de finos, pues esto afecta mucho la permeabilidad del conjunto.

4.3 Incidencias de la aplicación de drenes verticales

El uso principal de los drenes verticales es el de acelerar el proceso de consolidación, para disminuir en forma significativa el tiempo de asentamientos de terraplenes sobre suelos blandos, tales como limos, arcillas, limos y arcillas orgánicas, turba y fangos.

En la práctica, los drenes verticales son utilizados en situaciones donde el suelo a tratar es altamente compresible, con baja permeabilidad y totalmente saturado en su estado natural; es decir, en condiciones donde cualquier incremento en la presión efectiva se traduce en un incremento en las presiones de poros que se disipa de manera muy lenta. La instalación de las mechas provee un recorrido de drenaje menor, lo que provoca una mayor rapidez de liberación de las presiones de poros, y que resulta en una mayor velocidad de los asentamientos.

4.3.1 Deformación

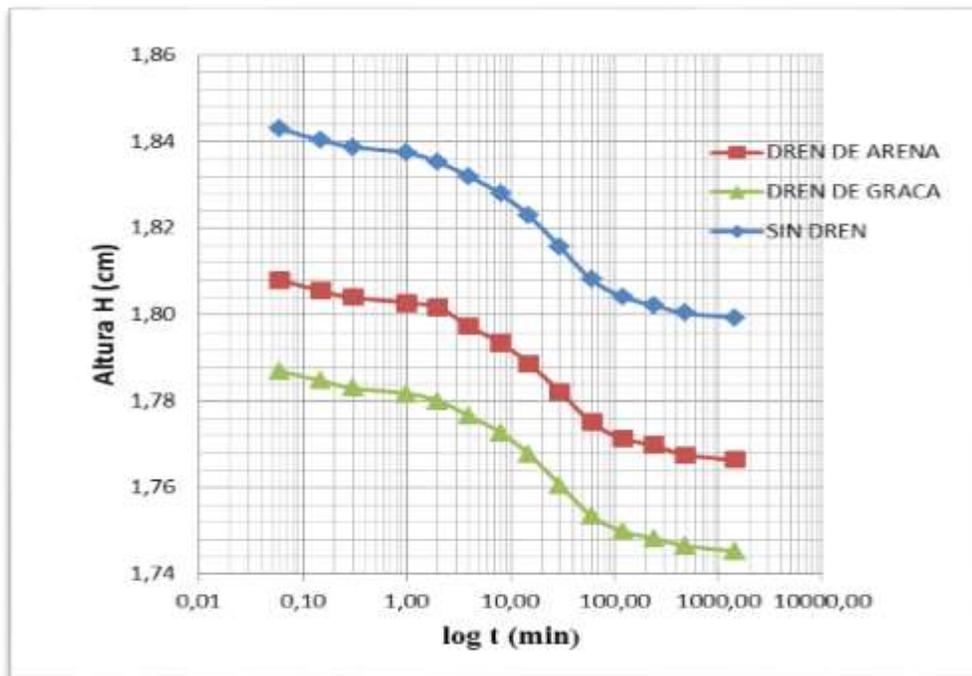
Las deformaciones medidas durante la aplicación del esfuerzo se utilizan para determinar la deformabilidad del suelo para niveles pequeños de tensiones.

En el caso de compresión confinada (ensayo edométrico), ya se vio que incluso las deformaciones elásticas no eran lineales con las tensiones, sino que seguían leyes de tipo logarítmico y estas leyes se emplean para analizar la fase de consolidación.

4.3.2 Resultados de las Incidencias de los Drenes Verticales en el Deformación de Suelos.

Consolidación Barrio Paraíso

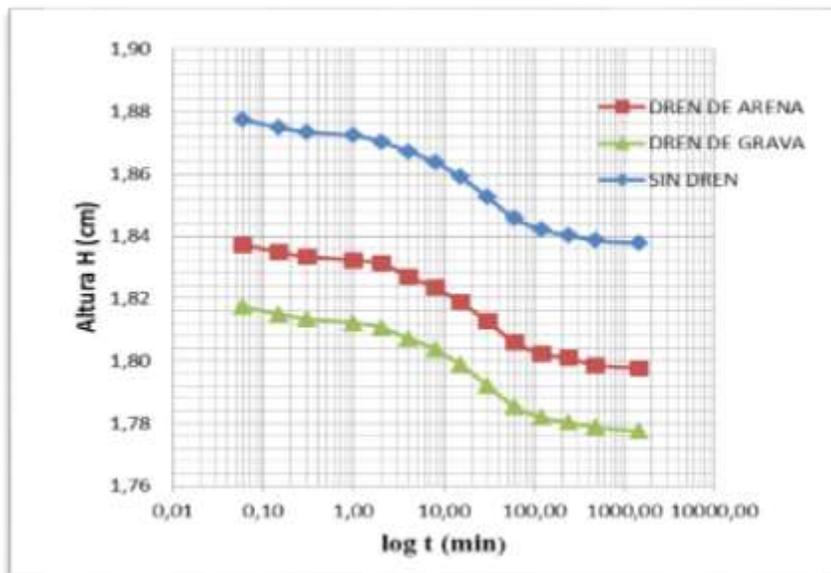
TIEMPO [min]	SIN DREN	D. ARENA	D. GRAVA
	ALTURA DE PROBETA (cm.)	ALTURA DE PROBETA (cm.)	ALTURA DE PROBETA (cm.)
0,06	1,84	1,81	1,79
0,15	1,84	1,81	1,78
0,30	1,84	1,80	1,78
1	1,84	1,80	1,78
2	1,84	1,80	1,78
4	1,83	1,80	1,78
8	1,83	1,79	1,77
15	1,82	1,79	1,77
30	1,82	1,78	1,76
60	1,81	1,78	1,75
120	1,80	1,77	1,75
240	1,80	1,77	1,75
480	1,80	1,77	1,75
1440	1,80	1,77	1,75



N° Muestra	Final (H) (mm)	$H_s = W_s / (A * G_s * \gamma_w)$	$H_v = H - H_s$ (mm)	$e = H_v / H_s$
SIN DREN	18,09	11,23	6,8565	0,610
DREN DE ARENA	17,73	11,53	6,1926	0,537
DREN DE GRAVA	17,54	11,78	5,7598	0,489

Consolidación Barrio Monte Cristo

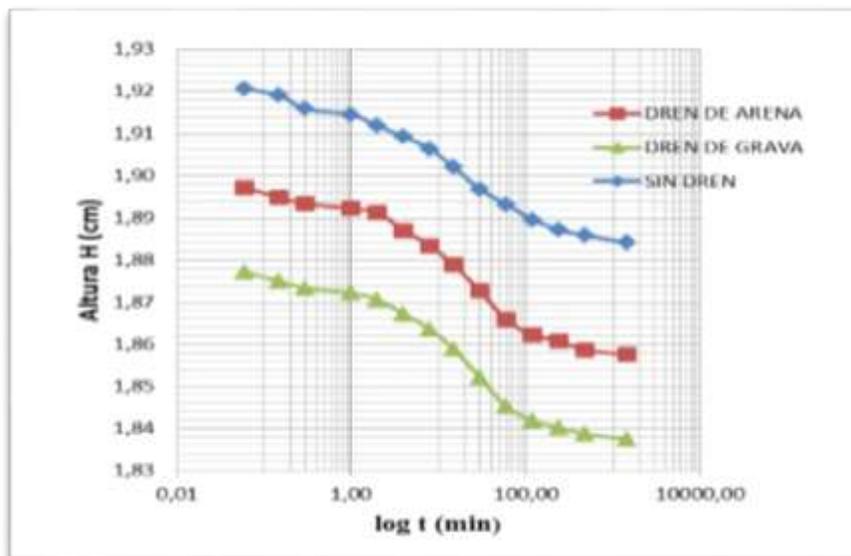
TIEMPO [min]	SIN DREN	D. ARENA	D. GRAVA
	ALTURA DE PROBETA (cm.)	ALTURA DE PROBETA (cm.)	ALTURA DE PROBETA (cm.)
0,06	1,87	1,82	1,81
0,15	1,87	1,82	1,81
0,30	1,86	1,82	1,80
1	1,86	1,82	1,80
2	1,86	1,82	1,80
4	1,86	1,82	1,79
8	1,86	1,82	1,79
15	1,86	1,81	1,79
30	1,85	1,81	1,78
60	1,85	1,81	1,78
120	1,85	1,81	1,78
240	1,85	1,81	1,78
480	1,85	1,81	1,78
1440	1,85	1,81	1,78



N° Muestra	Final (H) (mm)	$H_s = W_s / (A * G_s * \gamma_w)$	$H_v = H - H_s$ (mm)	$e = H_v / H_s$
SIN DREN	18,44	11,233	7,209	0,642
DREN DE ARENA	18,08	11,533	6,543	0,567
DREN DE GRAVA	17,77	11,780	5,989	0,508

Consolidación Barrio Portillo

TIEMPO [min]	SIN DREN	D. ARENA	D. GRAVA
	ALTURA DE PROBETA (cm.)	ALTURA DE PROBETA (cm.)	ALTURA DE PROBETA (cm.)
0,06	1,92	1,90	1,88
0,15	1,92	1,89	1,88
0,30	1,92	1,89	1,87
1	1,91	1,89	1,87
2	1,91	1,89	1,87
4	1,91	1,89	1,87
8	1,91	1,88	1,86
15	1,90	1,88	1,86
30	1,90	1,87	1,85
60	1,89	1,87	1,85
120	1,89	1,86	1,84
240	1,89	1,86	1,84
480	1,89	1,86	1,84
1440	1,88	1,86	1,84



N° Muestra	Final (H) (mm)	Hs=Ws/(A*Gs*Yw)	Hv= H-Hs (mm)	e=Hv/Hs
SIN DREN	18,91	11,233	7,673	0,683
DREN DE ARENA	18,58	11,533	7,043	0,611
DREN DE GRVA	18,39	11,780	6,607	0,561

4.4 Análisis estadístico de resultados de compactación

4.4.1 Regresión Simple - DEFORMACION DREN DE ARENA vs. DEFORMACION SIN DREN

Variable dependiente: DEFORMACION DREN DE ARENA

Variable independiente: DEFORMACION SIN DREN

Lineal: $Y = a + b \cdot X$

Coeficientes

	Mínimos Cuadrados	Estándar	Estadístico	
Parámetro	Estimado	Error	T	Valor-P
Intercepto	2,01701	0,254584	7,92279	0,0000
Pendiente	0,869935	0,0139627	62,3043	0,0000

Análisis de Varianza

Fuente	Suma de Cuadrados	de Gl	Cuadrado Medio	Razón-F	Valor-P
Modelo	0,971926	1	0,971926	3881,83	0,0000
Residuo	0,00701059	28	0,000250378		
Total (Corr.)	0,978937	29			

Coefficiente de Correlación = 0,996413

R-cuadrada = 99,2839 porciento

R-cuadrado (ajustado para g.l.) = 99,2583 porciento

Error estándar del est. = 0,0158233

Error absoluto medio = 0,0129133

Estadístico Durbin-Watson = 0,859847 (P=0,0001)

Auto correlación de residuos en retraso 1 = 0,54055

El StatAdvisor

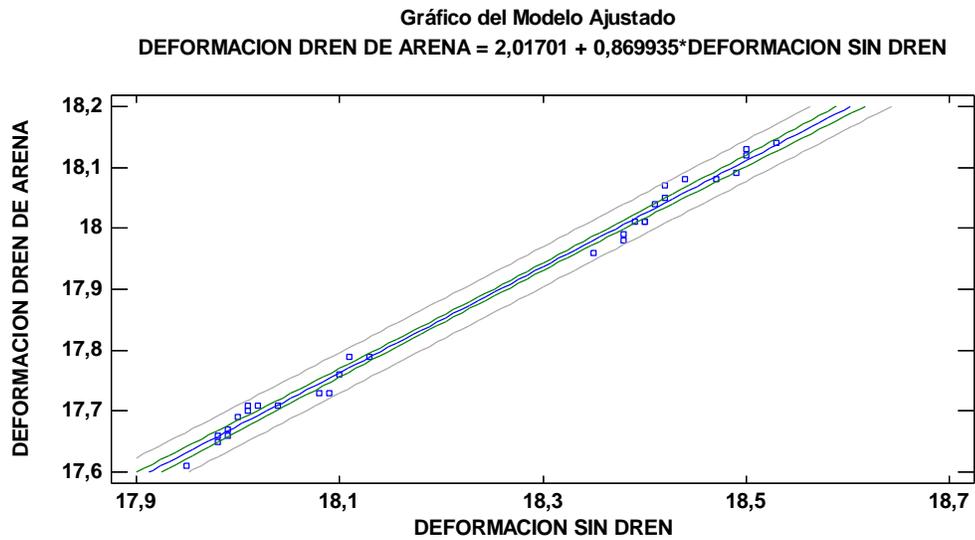
La salida muestra los resultados de ajustar un modelo lineal para describir la relación entre DEFORMACION DREN DE ARENA y DEFORMACION SIN DREN. La ecuación del modelo ajustado es

$$\text{DEFORMACION DREN DE ARENA} = 2,01701 + 0,869935 * \text{DEFORMACION SIN DREN}$$

Puesto que el valor-P en la tabla ANOVA es menor que 0,05, existe una relación estadísticamente significativa entre DEFORMACION DREN DE ARENA y DEFORMACION SIN DREN con un nivel de confianza del 95,0%.

El estadístico R-Cuadrada indica que el modelo ajustado explica 99,2839% de la variabilidad en DEFORMACION DREN DE ARENA. El coeficiente de correlación es igual a 0,996413, indicando una relación relativamente fuerte entre las variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,0158233. Este valor puede usarse para construir límites de predicción para nuevas observaciones, seleccionando la opción de Pronósticos del menú de texto.

El error absoluto medio (MAE) de 0,0129133 es el valor promedio de los residuos. El estadístico de Durbin-Watson (DW) examina los residuos para determinar si hay alguna correlación significativa basada en el orden en el que se presentan en el archivo de datos. Puesto que el valor-P es menor que 0,05, hay indicación de una posible correlación serial con un nivel de confianza del 95,0%. Grafique los residuos versus el número de fila para ver si hay algún patrón que pueda detectarse.



4.4.2 Regresión Simple - DEFORMACION DREN DE GRAVA vs. DEFORMACION SIN DREN

Variable dependiente: DEFORMACION DREN DE GRAVA

Variable independiente: DEFORMACION SIN DREN

Lineal: $Y = a + b \cdot X$

Coefficientes

	<i>Mínimos Cuadrados</i>	<i>Estándar</i>	<i>Estadístico</i>	
<i>Parámetro</i>	<i>Estimado</i>	<i>Error</i>	<i>T</i>	<i>Valor-P</i>
Intercepto	5,47533	0,364625	15,0163	0,0000
Pendiente	0,667051	0,0199979	33,356	0,0000

Análisis de Varianza

<i>Fuente</i>	<i>Suma de Cuadrados</i>	<i>de Gl</i>	<i>Cuadrado Medio</i>	<i>Razón-F</i>	<i>Valor-P</i>
Modelo	0,571449	1	0,571449	1112,63	0,0000
Residuo	0,0143809	28	0,000513604		
Total (Corr.)	0,58583	29			

Coefficiente de Correlación = 0,98765

R-cuadrada = 97,5452 porciento

R-cuadrado (ajustado para g.l.) = 97,4575 porciento

Error estándar del est. = 0,0226628

Error absoluto medio = 0,0170054

Estadístico Durbin-Watson = 0,54304 (P=0,0000)

Auto correlación de residuos en retraso 1 = 0,636774

El StatAdvisor

La salida muestra los resultados de ajustar un modelo lineal para describir la relación entre DEFORMACION DREN DE GRAVA y DEFORMACION SIN DREN. La ecuación del modelo ajustado es

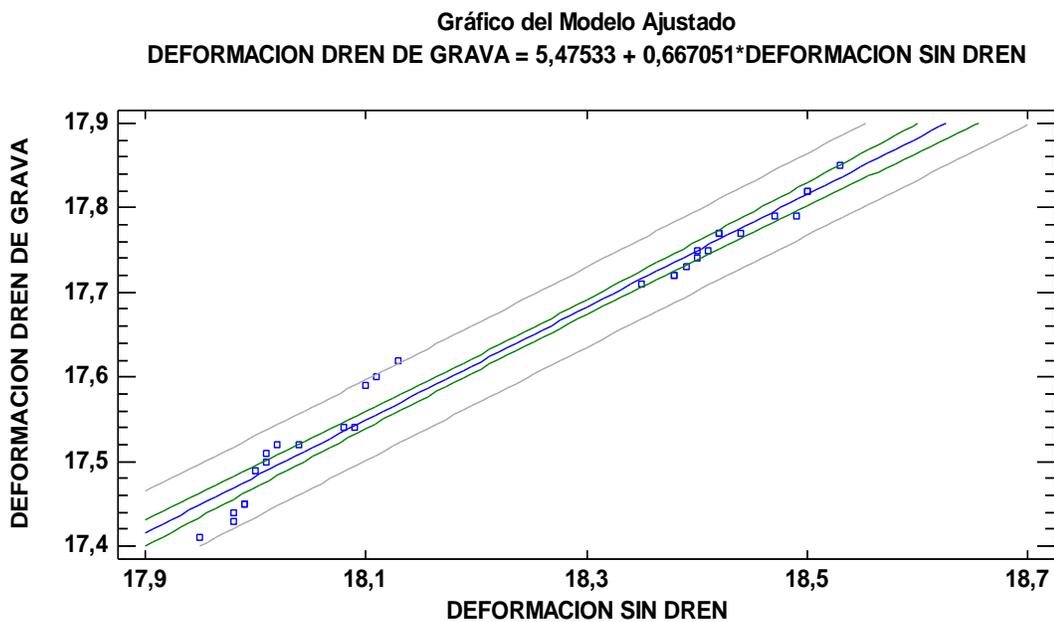
$$\text{DEFORMACION DREN DE GRAVA} = 5,47533 + 0,667051 * \text{DEFORMACION SIN DREN}$$

Puesto que el valor-P en la tabla ANOVA es menor que 0,05, existe una relación estadísticamente significativa entre DEFORMACION DREN DE GRAVA y DEFORMACION SIN DREN con un nivel de confianza del 95,0%.

El estadístico R-Cuadrada indica que el modelo ajustado explica 97,5452% de la variabilidad en DEFORMACION DREN DE GRAVA. El coeficiente de correlación es igual a 0,98765, indicando una relación relativamente fuerte entre las variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,0226628. Este valor puede

usarse para construir límites de predicción para nuevas observaciones, seleccionando la opción de Pronósticos del menú de texto.

El error absoluto medio (MAE) de 0,0170054 es el valor promedio de los residuos. El estadístico de Durbin-Watson (DW) examina los residuos para determinar si hay alguna correlación significativa basada en el orden en el que se presentan en el archivo de datos. Puesto que el valor-P es menor que 0,05, hay indicación de una posible correlación serial con un nivel de confianza del 95,0%. Grafique los residuos versus el número de fila para ver si hay algún patrón que pueda detectarse.

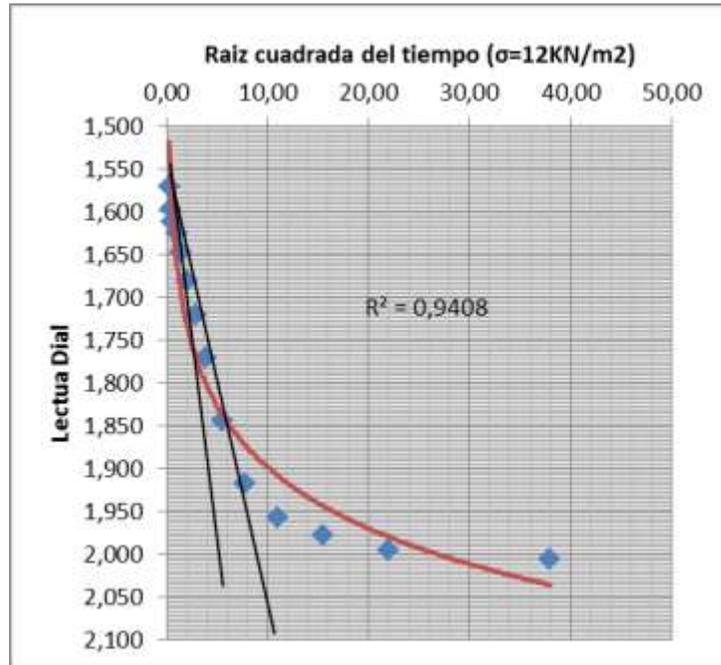


4.5 Análisis del coeficiente de consolidación debido a los esfuerzos de carga Barrio Paraíso

Muestra Sin Dren

Método de Taylor (raíz cuadrada del tiempo)

$T^{0,5}$	Lectura
0,24	1,571
0,39	1,597
0,55	1,613
1,00	1,626
1,41	1,648
2,00	1,681
2,83	1,720
3,87	1,771
5,48	1,844
7,75	1,918
10,95	1,958
15,49	1,978
21,91	1,995
37,95	2,006

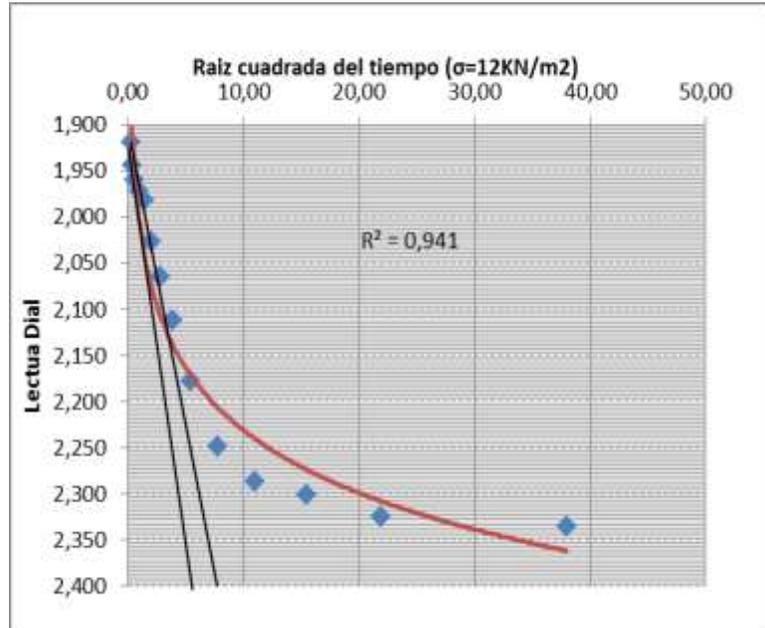


$(t_{90\%})^{0,5}$	6	
$t_{90\%}$	36	min
$t_{90\%}$	0,848	
$(Hdr)^2 =$	0,0001	m ²
$cv =$	2,36E-06	m ² /min

Muestra con Dren Arena

Método de Taylor (raíz cuadrada del tiempo)

$T^{0,5}$	Lectura
0,24	1,919
0,39	1,945
0,55	1,959
1,00	1,972
1,41	1,982
2,00	2,027
2,83	2,064
3,87	2,113
5,48	2,178
7,75	2,249
10,95	2,287
15,49	2,302
21,91	2,325
37,95	2,335

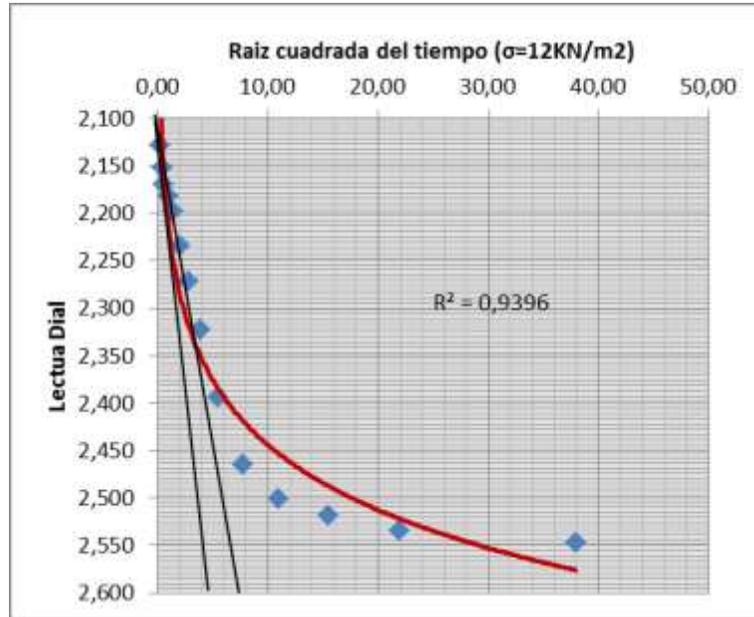


$(t_{90\%})^{0,5}$	5,3	
$t_{90\%}$	28,09	min
$t_{90\%}$	0,848	
$(Hdr)^2 =$	0,0001	m ²
$cv =$	3,019E-06	m ² /min

Muestra con Dren Grava

Método de Taylor (raíz cuadrada del tiempo)

$T^{0,5}$	Lectura
0,24	2,129
0,39	2,153
0,55	2,169
1,00	2,182
1,41	2,199
2,00	2,234
2,83	2,272
3,87	2,323
5,48	2,394
7,75	2,465
10,95	2,501
15,49	2,518
21,91	2,535
37,95	2,547



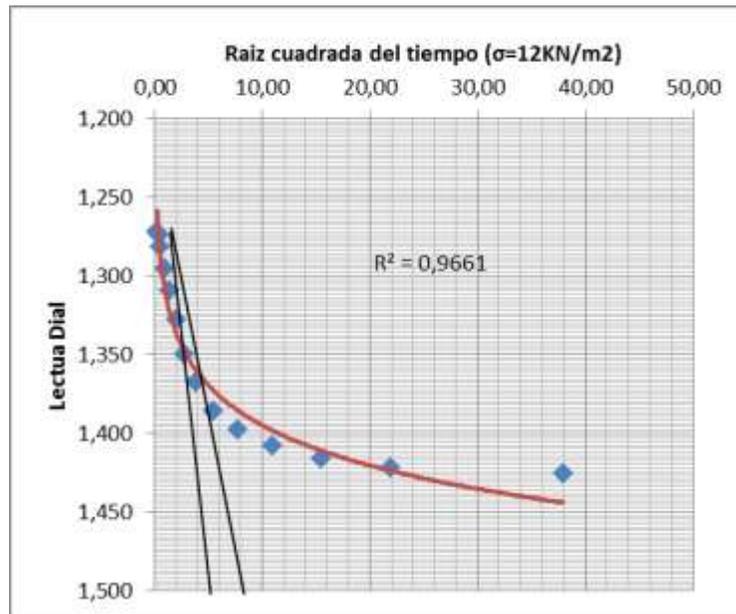
$(t_{90\%})^{0,5}$	4	
$t_{90\%}$	16	min
$t_{90\%}$	0,848	
$(Hdr)^2$	0,0001	m ²
cv	5,300E-06	m ² /min

Barrio Monte Cristo

Muestra Sin Dren

Método de Taylor (raíz cuadrada del tiempo)

T^{0,5}	Lectura
0,24	1,272
0,39	1,274
0,55	1,282
1,00	1,296
1,41	1,310
2,00	1,328
2,83	1,350
3,87	1,368
5,48	1,386
7,75	1,398
10,95	1,408
15,49	1,416
21,91	1,422
37,95	1,426

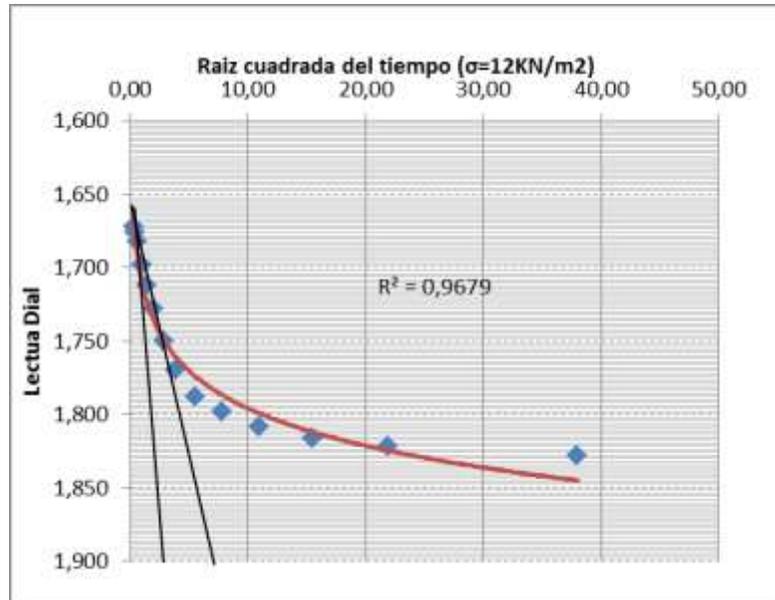


(t_{90%})^{0,5}	5	
t_{90%}	25	min
t_{90%}	0,848	
(Hdr)²=	0,0001	m ²
cv=	3,39E-06	m ² /min

Muestra Dren de Arena

Método de Taylor (raíz cuadrada del tiempo)

$T^{0,5}$	Lectura
0,24	1,672
0,39	1,676
0,55	1,682
1,00	1,698
1,41	1,712
2,00	1,728
2,83	1,750
3,87	1,770
5,48	1,788
7,75	1,798
10,95	1,808
15,49	1,816
21,91	1,822
37,95	1,828

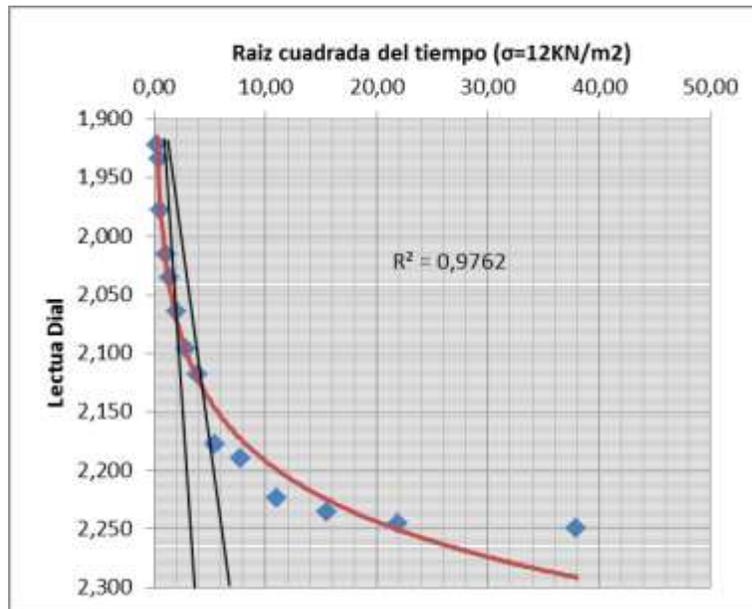


$(t_{90\%})^{0,5}$	4,3	
$t_{90\%}$	18,49	min
$t_{90\%}$	0,848	
$(H_{dr})^2$	0,0001	m ²
c_v	4,586E-06	m ² /min

Muestra Dren de Grava

Método de Taylor (raíz cuadrada del tiempo)

$T^{0,5}$	Lectura
0,24	1,922
0,39	1,934
0,55	1,978
1,00	2,016
1,41	2,036
2,00	2,064
2,83	2,096
3,87	2,118
5,48	2,178
7,75	2,190
10,95	2,224
15,49	2,236
21,91	2,246
37,95	2,250



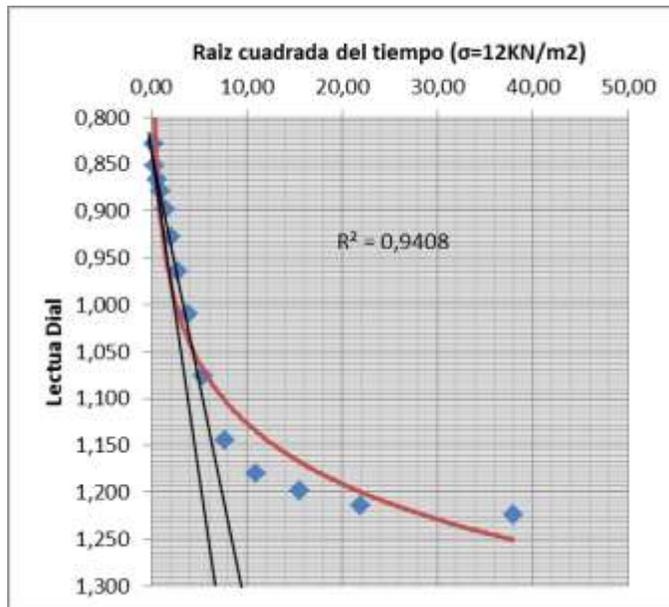
$(t_{90\%})^{0,5}$	3,7	
$t_{90\%}$	13,69	min
$t_{90\%}$	0,848	
$(H_{dr})^2$	0,0001	m ²
c_v	6,194E-06	m ² /min

Barrio Portillo

Muestra Sin Dren

Método de Taylor (raíz cuadrada del tiempo)

$T^{0,5}$	Lectura
0,24	0,828
0,39	0,852
0,55	0,866
1,00	0,878
1,41	0,898
2,00	0,928
2,83	0,964
3,87	1,010
5,48	1,076
7,75	1,144
10,95	1,180
15,49	1,198
21,91	1,214
37,95	1,224

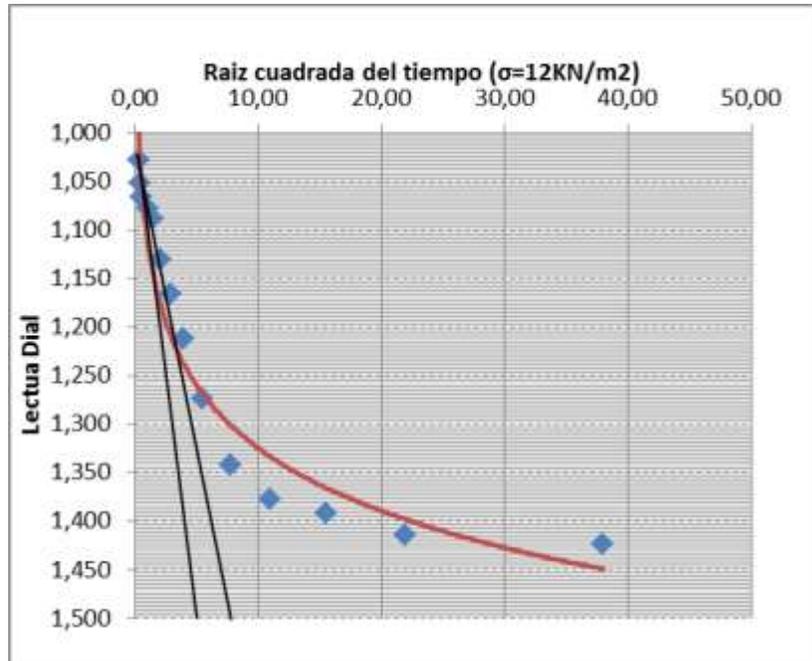


$(t_{90\%})^{0,5}$	5,3	
$t_{90\%}$	28,09	min
$t_{90\%}$	0,848	
$(Hdr)^2 =$	0,0001	m ²
$cv =$	3,02E-06	m ² /min

Muestra con Dren de Arena

Método de Taylor (raíz cuadrada del tiempo)

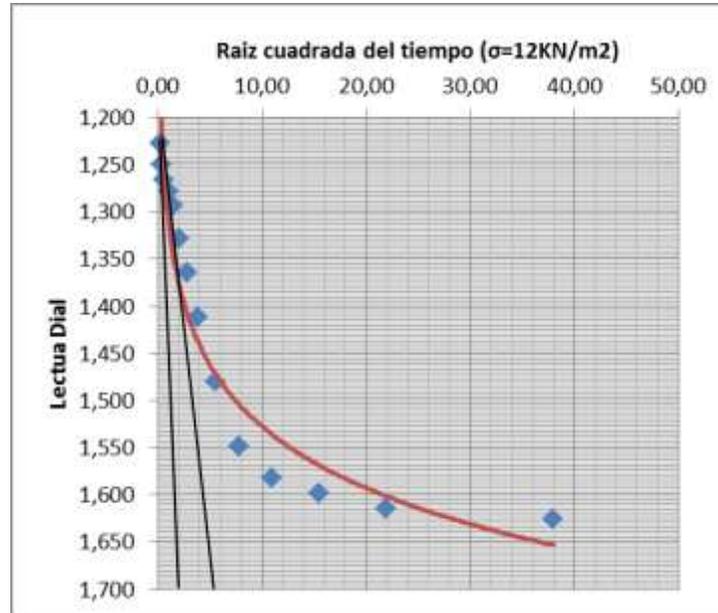
T ^{0,5}	Lectura
0,24	1,028
0,39	1,052
0,55	1,066
1,00	1,078
1,41	1,088
2,00	1,130
2,83	1,166
3,87	1,212
5,48	1,274
7,75	1,342
10,95	1,378
15,49	1,392
21,91	1,414
37,95	1,424



$(t_{90\%})^{0,5}$	4,3	
$t_{90\%}$	18,49	min
$t_{90\%}$	0,848	
$(Hdr)^2$	0,0001	m ²
cv	4,586E-06	m ² /min

Muestra con Dren de Grava

Método de Taylor (raíz cuadrada del tiempo)



$T^{0,5}$	Lectura
0,24	1,228
0,39	1,250
0,55	1,266
1,00	1,278
1,41	1,294
2,00	1,328
2,83	1,364
3,87	1,412
5,48	1,480
7,75	1,548
10,95	1,582
15,49	1,598
21,91	1,614
37,95	1,626

$(t_{90\%})^{0,5}$	3,5	
$t_{90\%}$	12,25	min
$t_{90\%}$	0,848	
$(Hdr)^2$	0,0001	m ²
cv	6,922E-06	m ² /min

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Luego del análisis de resultados, se llegó a la conclusión que para que un dren vertical rinda de forma eficaz, se debe tomar muy en cuenta las propiedades físico-mecánicas que tienen los suelos en cuanto a los efectos que llegaría tener en presencia del agua.

Se evidencio que las muestras extraídas de los diferentes bancos son:

- A-4(8) Limo inorgánica de baja plasticidad
- A-6 (8) Arcilla inorgánica de baja plasticidad
- A-7-5 (17) Arcilla inorgánica de alta plasticidad

Uno de los factores más influyentes en las propiedades físico-mecánicas es el índice de plasticidad de los suelos, ya que de estos valores depende la deformación de los suelos calculados en un determinado tiempo; a menor índice de plasticidad mayor es la deformación y, por el contrario, a menor índice de plasticidad, menor la es deformación.

Una vez aplicada las muestras al ensayo de consolidación, se puede evidenciar que las deformaciones que sufren varían de acuerdo al tipo de suelo y a la aplicación de drenes que se realiza.

SUELO: A-4 (8)		SUELO: A-6 (8)	
MUESTRA	DEFORMACION EN 24 Hrs	MUESTRA	DEFORMACION EN 24 Hrs
SIN DREN	1,80 cm	SIN DREN	1,85 cm
DREN DE ARENA	1,77 cm	DREN DE ARENA	1,81 cm
DREN DE GRAVA	1,75 cm	DREN DE GRAVA	1,78 cm

SUELO: A-7-5 (17)	
MUESTRA	DEFORMACION EN 24 Hrs
SIN DREN	1,88 cm
DREN DE ARENA	1,86 cm
DREN DE GRAVA	1,84 cm

El análisis de la eficiencia de la aplicación de los drenes se realizó mediante el coeficiente de consolidación y luego se determinó la velocidad a la que una arcilla se consolida.

SUELO: A-4 (8)	
MUESTRA	COEFICIENTE DE CONSOLIDACION (m ² /min)
SIN DREN	2,36E-06
DREN DE ARENA	3,01E-06
DREN DE GRAVA	5,30E-06

SUELO: A-6 (8)	
MUESTRA	COEFICIENTE DE CONSOLIDACION (m ² /min)
SIN DREN	3,39E-06
DREN DE ARENA	4,58E-06
DREN DE GRAVA	6,19E-06

SUELO: A-7-5 (17)	
MUESTRA	COEFICIENTE DE CONSOLIDACION (m ² /min)
SIN DREN	3,02E-06
DREN DE ARENA	4,59E-06
DREN DE GRAVA	6,92E-06

5.2 Recomendaciones

Se recomienda:

Tener un soporte teórico adecuado para poder elegir el suelo que vaya a ensayarse de acuerdo a la finalidad que se persigue en la investigación.

Medir tanto el tiempo y la presión registrada en el manómetro, cuando realiza el ensayo de alteración de presiones en la masa de un suelo, desde la apertura de la llave de paso hasta que el agua atraviese el suelo y llegue al borde superior del collarín del molde de compactación estándar.

Cuando se estén obteniendo los especímenes del pastón de suelo (pastón sometido a la alteración de presiones y secado), tener cuidado al momento del tallado para lograr una alteración mínima de la estructura del suelo

Ya en el ensayo de consolidación tener cuidado de no ocasionar deformaciones al suelo por el impacto, cuando se está realizando el cambio de presión (carga) cuya magnitud es el doble de la anterior carga.

Una vez concluido con el ensayo de consolidación del suelo, tener cuidado de no perder suelo al momento de sacar anillo de la caja cilíndrica y se lo transporta al horno, esto se logra quitando todo el conjunto edométrico de la base del aparato de carga.

Al momento de realizar la implementación de los drenes se debe verificar que los materiales se encuentren limpios; es decir para aplicar los drenes se debe proceder a lavar la arena y grava, por que a mayor porcentaje de material fino disminuye la permeabilidad de estos.

Trabajar con una granulometría contante en los materiales que se apliquen en los drenes.