

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes de la Investigación

Cuando el terreno sobre el cual descansa una estructura está formado por una capa de suelo en la que una de ellas podría ser de arcilla, por lo general se deben tomar todas las precauciones necesarias a fin de evitar que la estructura sufra asentamientos excesivos o esta llegue al colapso.

Debido a que la consolidación gradual de la arcilla es causa de asentamientos. En muchas ocasiones no previstas, la compresibilidad de los estratos de arcilla ha recibido gran atención por los efectos importantes que pueda producir. Es por ello que se han elaborado métodos y teorías que permiten estimar la magnitud y distribución de los asentamientos, de tal manera que si se considera que estos resultan excesivos.

Uno de los trabajos que describen este fenómeno que más ha destacado es el desarrollado por Terzaghi, quien desarrolló la prueba de consolidación unidimensional para suelos finos, este tipo de ensayos se lleva a cabo en muestras representativas de suelos confinados lateralmente. Este ensayo proporciona información sobre la compresibilidad y deformación del suelo, y permite determinar la magnitud y el tiempo en que se presentarán deformaciones en el suelo, esto en condiciones unidimensionales.

El comportamiento mecánico del suelo en general, para el proyecto y construcción de cimentaciones superficiales, se expresa a través de la determinación de la carga máxima admisible, expresado mediante la capacidad portante del suelo, que no cause ningún problema de rotura o deformación excesiva del suelo que afecte el normal y adecuado funcionamiento en servicio de las estructuras o edificaciones construidas sobre el suelo.

Ante lo expuesto en los párrafos precedentes, el presente estudio tiene la finalidad de analizar el grado de consolidación uniaxial de un suelo arcilloso a través de los esfuerzos aplicados en el mismo y las deformaciones que sufren estos a través del tiempo que soportan las cargas en su superficie.

1.2 Situación problemática

Uno de los problemas más estudiados en la ingeniería civil, más exactamente en el campo de la geotecnia, se refiere a la obtención de las propiedades hidráulicas del suelo y su aplicación a obras civiles, el fenómeno más presentado es el de la consolidación por presentarse en estratos de suelos finos en estado de saturación y que estos conlleva a provocar los asentamientos en los terrenos y posterior al colapso de la estructura, pero que pueden llegar a ser controladas mediante diferentes ensayos.

Para la presente investigación nos enfocaremos principalmente en uno de los problemas fundamentales al que un suelo saturado de fundación es sometido a una carga uniaxial, dichas cargas provocarán un cambio en volumen (decremento) del suelo de fundación lo cual producirá un grado de consolidación, efecto que se repite por las precipitaciones dadas en el terreno y forman ciclos continuos a lo largo de la vida útil de una estructura conllevando al asentamiento del mismo.

Si el problema de los asentamientos en los terrenos no es tratado con la seriedad que se deba darle, se seguirán produciendo colapsos, patologías y deformaciones en las estructuras por parte de los asentamientos; problema que se viene arrastrando desde hace muchos años atrás.

En tal sentido la solución más viable a estos problemas son en realizar un buen estudio de suelos tanto en campo, laboratorio y gabinete sacando muestras del terreno donde se alzaría la obra y analizarla en laboratorio para proceder al cálculo de las variables que afectan dicho suelo, el propósito de la presente investigación es que al momento de diseñar cualquier estructura con fines de cimentación proporcionemos una estadística que brinde un apoyo satisfactorio en cuanto a la características del terreno para futuras construcciones.

1.3 Formulación del problema

¿De qué manera afectan los ciclos de saturación al grado de consolidación uniaxial en suelos arcillosos de baja compresibilidad?

1.4 Delimitación temporal

La presente investigación tendrá su validez hasta que las condiciones del terreno donde se ha extraído el material cambien, en síntesis, las propiedades mecánicas, químicas y físicas del suelo en estudio presentaran características diferentes a los resultados encontrados en este proyecto.

1.5 Delimitación espacial

Este proyecto perteneciente al área de mecánica de suelos será desarrollado y analizado en la ciudad de Tarija provincia Cercado en el laboratorio de suelos e instalaciones de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho zona el Tejar y con material extraído de tres zonas de la ciudad como ser los barrios de Torrecillas, San Blas y La Torre; dicho proyecto se aplicará a los trabajos de investigación en la deformación de suelos.

1.6 Justificación de la investigación

Debido al tiempo que implica el desarrollo de un ensayo de consolidación para obtener el índice de compresibilidad, algunos autores han relacionado este parámetro con propiedades índice, tales como el Límite líquido LL, la relación de vacíos in situ e_0 y el contenido natural de agua ω_w . Estas relaciones se presentan tomando en cuenta la región donde se ubica el sitio en estudio, así como el tipo de suelo, y son de gran utilidad práctica, especialmente durante la etapa de planeación de las obras, debido a que permiten realizar análisis de deformación en suelos cohesivos, cuando no se cuentan con resultados de ensayos de consolidación, y, por tanto, sirven de base para la toma de decisiones acerca del tipo de cimentación más adecuada.

Partiendo de lo anterior y de que la solución a cada problema de mecánica de suelos que se presenta en la práctica depende de las condiciones en particular del sitio donde se ubica, en este trabajo se realizarán ensayos de laboratorio y cálculos según las teorías para hallar el grado de consolidación del suelo fino sometida a una saturación discontinua de las zonas de Torrecillas, San Blas y La Torre.

1.7 Objetivos

1.7.1 Objetivo general

Analizar los efectos que tienen los ciclos de saturación al grado de consolidación uniaxial, mediante la teoría de Taylor aplicada a arcillas de baja compresibilidad, con la finalidad de realizar una investigación sobre el grado de deformación-tiempo en suelos de fundación.

1.7.2 Objetivos específicos

- Establecer la normativa a desarrollar.
- Realizar los ensayos de laboratorio para la caracterización del suelo.
- Determinar el tipo de carga a aplicar.
- Calcular el porcentaje de saturación de la arcilla.
- Determinar el coeficiente de compresibilidad en las arcillas.
- Graficar la curva de compresibilidad de las muestras inalteradas.

1.8 Formulación de la hipótesis

Si, al analizar los ciclos de saturación en el ensayo de consolidación unidimensional, mediante la teoría de Taylor aplicada en arcillas de baja compresibilidad, estos efectos producirán mayor grado de consolidación.

1.9 Hipótesis y sus variables

- **Variable independiente.**

Ciclos de saturación (controlada).

- **Variable dependiente.**

Grado de consolidación.

- La variable independiente antecede con el tiempo a la dependiente.
- Se trata de una hipótesis del tipo explicativo o causal.

1.10 Conceptualización y operacionalización de las variables

Tabla 1. Variable independiente

| Variable independiente | Concepto | Dimensión | Indicador | Acción |
|------------------------|--|----------------------|----------------|--|
| ciclos de saturación | cantidad o tiempo en la que se sumerge una masa de suelo en agua | cantidad de ciclos | valor numeral | controlada por el laboratorista |
| | | saturación del suelo | porcentaje (%) | calculada respecto al peso de la muestra seca. |

Fuente: propia

Tabla 2. Variable dependiente

| Variable dependiente | Concepto | Dimensión | Indicador | Acción |
|----------------------|--|------------------------------|------------------------|--|
| consolidación | producido por las diferentes cargas colocadas en diferente tiempo y en una masa de suelo saturado. | muestra inalterada | gramos (gr) | muestra tallada a las dimensiones del anillo del edómetro |
| | | Grado de saturación | porcentaje (%) | cantidad de agua en la muestra |
| | | deformación de la muestra | mm | reducción de la altura inicial de la muestra |
| | | tiempo de consolidación | seg., min., hrs., años | t50, t90 y t100 |
| | | relación de vacíos | adimensional | relación de vacíos inicial y final de la muestra |
| | | coeficiente de consolidación | m ² /año | sacado del gráfico deformación-tiempo para el 0 y 100 % de consolidación |

Fuente: Propia

1.11 Identificación de la perspectiva

Es necesario analizar la consolidación uniaxial en las arcillas (CL), que son afectados por la saturación y a ciclos de tiempo, de tal manera que se pueda prevenir la deformación y la rapidez con que se producen por la aplicación de cargas externas en su superficie.

1.11.1 Listado de actividades, insumos y medios utilizados

Tabla 3. Listado de actividades e insumos

| 1 | Actividad | Tiempo días | Recursos /insumos | Criterios |
|-----|----------------------------------|-------------|--|---|
| | Laboratorio | | | |
| 1.1 | Contenido de humedad | 3 | Herramientas menores, balanza, horno | contenido de humedad del suelo en % |
| 1.2 | Contenido de materia orgánica | 3 | Herramientas menores, balanza, horno | obtención del contenido de materia orgánica en % |
| 1.3 | Peso específico | 5 | Herramientas menores, balanza | Determinar el peso específico del suelo |
| 1.4 | Ensayo de granulometría de suelo | 10 | Series de tamices, balanzas, bandeja, cucharas, etc. | Obtención del % del material que pasa cada tamiz |
| 1.5 | Hidrómetro | 10 | Tamiz N°200, probeta 1000 ml, defloculante, hidrómetro, cronómetro. | Determinar el porcentaje de limo y arcilla. |
| 1.6 | Ensayo límites de Atterberg | 8 | T. N°40, bandeja, tabla de vidrio, balanza, taras, casa grande, etc. | Determinar el límite plástico, límite líquido e IP. |
| 1.7 | Clasificación de suelos | 3 | Tabla de clasificación del AASHTO y la SUCS | Clasificar los suelos en grupos semejantes, |
| 1.8 | Ensayo de consolidación | 50 | Aparato consolidómetro | Determinar el grado de consolidación |
| 1.9 | Tabulación de datos | 3 | Mat. escritorio | Corresponde la verificación de datos. |
| | TOTAL | 95 | | |

Fuente: Propia

1.12 Selección de programa a utilizar

El programa que se va utilizar es el Word y Excel.

1.13 Estadística descriptiva

Se buscará obtener los ciclos de saturación de un suelo fino en el laboratorio. Este proceder estará listo para su utilización en el ensayo de consolidación en un periodo de 24 horas por 4 días de consolidación (4 ciclos), para obtener la información de las deformaciones por consolidación que será utilizado para deformaciones en los terrenos y estructuras en el lugar o terreno de fundación.

1.14 Estadística inferencial para comprobar la hipótesis formulada

Este estudio tendrá como finalidad de ver cómo afectan los ciclos de saturación de manera discontinuas y con secado de las muestras de por medio al grado de consolidación, que con el trabajo de gabinete realizado se podrá obtener la información de la deformación que sufren los suelos que se realizará para saber qué daño causará al terreno y las estructuras.

1.15 Limitaciones de la investigación

Las insuficiencias de la teoría de consolidación de Terzaghi se encuentran ligadas a las hipótesis simplificadoras en que se basa dicha teoría. Al utilizar estas hipótesis se asumen características del comportamiento del suelo que no se cumplen en su totalidad, esto genera discrepancias en los resultados de la teoría con respecto tanto a la realidad en campo como en pruebas de laboratorio. Algunos de estos aspectos están relacionados con la presión de poros, velocidad de asentamientos, curvas asentamientos tiempo, deformaciones, etc.

Asimismo, en cuanto a la recolección de muestras de suelo, se tuvo dificultad para el acceso a las zonas ya que el ingreso es para personal autorizado y/o lotes de propiedad privada y autoridades responsable de la zona.

1.16 Viabilidad de la investigación

La investigación se basa en la recolección de muestras de suelo de las zonas de Torrecillas, San Blas y La Torre mediante calicatas; asimismo, mediante los ensayos de laboratorio realizados a las muestras extraídas se obtendrá las características propias del suelo y por ende podremos conocer el comportamiento del suelo; cabe precisar se cuenta con información variada, teórica y estudios realizados que confirman la viabilidad de la investigación.

1.17 Relevancia y factibilidad del problema

La importancia de realizar dicha investigación se basa en la utilidad de los datos obtenidos para presentes y futuros proyectos de la ingeniería civil y geotécnica que pueden ser utilizados o tomados en cuenta para diferentes propósitos de investigación en relación con la consolidación de suelos (CL).

Entonces podemos asumir que el presente proyecto sí es factible, por el hecho de que contamos con los materiales y equipos adecuados que nos brinda el laboratorio de la universidad (UAJMS) a un costo mínimo para realizar la investigación uno de ellos es el consolidómetro equipo que es adecuado y moderno para la recolección de datos.

1.18 Alcance de la investigación

Para el presente proyecto se usará muestras de arcillas de baja compresibilidad clasificadas como arcillas CL debido a que en Tarija existe una variabilidad de tipos de arcillas y realizar el estudio de cada una de ellas requiere bastante tiempo y uso de equipos de laboratorio ya que los mismos son prestados por la universidad con un pago económico mínimo por su uso y aun tiempo limitado por tal motivo el estudio solo será analizado para arcillas CL y solo serán estudiadas 15 muestras, cinco para cada zona ya que estas zonas cuentan con la similitud en sus características de su suelo (CL) las cuales son las zonas de Torrecillas, La Torre y San Blas; el tiempo que requiere hacer la caracterización y el ensayo de consolidación de los suelos es muy extensible y tiempo de uso de material y equipos en el laboratorio de la universidad es muy poco por tal motivo se llegó hacer solo 15 muestras y los ciclos de saturación por muestra para la consolidación serán de cuatro ciclos debido al tiempo que requiere realizar dicho proyecto y porque al analizar la

muestra de prueba esta perdía sus vacíos en el cuarto ciclo debido a este análisis se llegó a concluir cuatro ciclos de prueba.

1.19 Identificación del tipo del diseño de investigación

El tipo de diseño es el diseño cuasi experimental donde los ciclos de saturación son controlados.

1.20 Unidades de estudio y decisión muestral

La unidad de estudio: Es los ensayos del suelo fino (CL).

1.20.1 Población y muestra

- **Población:** Todos los ensayos de caracterización de suelos finos (CL).
- **Muestra:** Es los ensayos de consolidación unidimensional.

1.20.2 Nivel de confianza

Tabla 4. Nivel de confianza

| Nivel de confianza% | Valor del nivel de confianza Z |
|---------------------|--------------------------------|
| 50 | 0,574 |
| 85 | 1,44 |
| 90 | 1,64 |
| 95 | 1,96 |
| 96 | 2,05 |
| 97 | 2,17 |
| 99 | 2,58 |

Fuente: Propia

Tabla 5. Confiabilidad

| | |
|------------------------------|------|
| Confiabilidad | 95% |
| Margen de error | ±5% |
| Distribución normal Z | 1,96 |
| Desviación estándar | 0,10 |

Fuente: Propia

1.20.3 Población finita (muestreo estratificado)

Tabla 6. Muestreo estratificado

| N° | Etapa | Ensayos | Ni | G ² | Ni*G ² | fi | ni |
|--------------|-----------------|-------------------------|-----------|----------------|-------------------|----------|-----------|
| 1 | Caracterización | Cont. de humedad | 5 | 0,1 | 0,5 | 0,11 | 4 |
| 2 | | Peso específico | 5 | 0,1 | 0,5 | 0,11 | 4 |
| 3 | | Cont. de mat. orgánica | 5 | 0,1 | 0,5 | 0,11 | 4 |
| 4 | | Granulometría | 5 | 0,1 | 0,5 | 0,11 | 4 |
| 5 | | Hidrómetro | 5 | 0,1 | 0,5 | 0,11 | 4 |
| 6 | | límites de Atterberg | 5 | 0,1 | 0,5 | 0,11 | 4 |
| 7 | | clasificación de suelos | | | | | 0 |
| 8 | consolidación | Prueb. de consolidación | 15 | 0,1 | 1,5 | 0,33 | 12 |
| TOTAL | | | 45 | | 4,5 | 1 | 36 |

Fuente: Propia

- **Población:**

La población de la investigación N = 45 ensayos

- **Muestra:**

La muestra de la investigación n = 35

1.21 Selección de las técnicas de muestreo

El muestreo que fue seleccionado es el sistemático.

Tabla 6. Ensayos para muestreo

| N° | Ensayos |
|----------|-------------------------------|
| 1 | Contenido de humedad |
| 2 | Peso específico |
| 3 | Contenido de materia orgánica |
| 4 | Granulometría |
| 5 | Hidrómetro |
| 6 | Límites de Atterberg |
| 7 | Clasificación de suelos |
| 8 | Prueba de consolidación |

Fuente: Propia

1.22 Análisis de resultados

Se buscará de manera amplia el conocimiento bibliográfico referente a la consolidación uniaxial para suelos finos, las normas, procedimiento del ensayo y otros. También se realizará unas aplicaciones en los laboratorios de suelos de la universidad Autónoma Juan Misael Saracho después de realizar la parte práctica de proyecto se procederá a un estudio de gabinete donde se obtendrá resultados a los cuáles se le realizará críticas y autocríticas. Este estudio tendrá como finalidad de ver cómo afecta los ciclos de saturación continua al grado de consolidación uniaxial que será utilizado para prevención de asentamientos en los terrenos; se buscará obtener un análisis de resultados a través de conclusiones y recomendaciones para nuevos estudios de investigación para su aplicabilidad en nuestro medio y resto del país.

CAPÍTULO II

CONSOLIDACIÓN DE LAS ARCILLAS DE BAJA COMPRESIBILIDAD

CAPÍTULO II

CONSOLIDACIÓN DE LAS ARCILLAS DE BAJA COMPRESIBILIDAD

2.1 Principales tipos de suelos

De acuerdo con el origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos amplios grupos; suelos cuyo origen se debe a la descomposición física o química de las rocas, o sea de los suelos inorgánicos, y los suelos cuyo origen es principalmente orgánico.

Si en los suelos inorgánicos el producto del interperismo de las rocas permanece en el sitio donde se formó, da origen a un suelo residual; en caso contrario, forma un suelo transportado, cualquiera que haya sido el agente transportador (por gravedad: talud; por agua: aluviales o lacustres; por viento: eólicos; por glaciares: Depósitos glaciares).

En cuanto a los suelos orgánicos, ellos se forman casi siempre in situ. Muchas veces la cantidad de materia orgánica, ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta o en estado de descomposición, es tan alta con relación a la cantidad de suelos inorgánicos que las propiedades que pudiera derivar de la porción mineral quedan eliminadas. Esto es muy común en las zonas pantanosas en las cuales los restos de vegetación acuática llegan a formar verdaderos depósitos de gran espesor, conocidos con el nombre genérico de turbas. Se caracterizan por su color negro o café oscuro por su poco peso cuando están secos y su gran compresibilidad y porosidad.

2.2 Identificación de suelos

El límite entre ambas fracciones está dado por la posibilidad de la distinción de sus partículas a simple vista.¹

- **Grava - Arena**

Materiales de la fracción gruesa (% pasa tamiz N°200 < 50%)

¹ http://www.farq.edu.uy/estructura/catedras/construccion/construccion1/pdf%20c1-2sem2005/suelos%202_2005.PDF

- **Limo – Arcilla**

Materiales de la fracción fina (% pasa tamiz N°200 > 50 %).

2.2.1 Textura del suelo

La textura del suelo está relacionada con el tamaño de las partículas minerales. Se refiere a la proporción relativa de los tamaños de varios grupos de partículas de un suelo.²

El término textura se usa para representar la composición granulométrica del suelo. Cada termino textural corresponde con una determinada composición cuantitativa de arena, limo y arcilla. En los términos de textura se prescinde de los contenidos en gravas; se refieren a la fracción del suelo que se estudia en el laboratorio de análisis de suelos y que se conoce como tierra fina. Por ejemplo, un suelo que contiene un 25% de arena, 25% de limo y 50% de arcilla se dice que tiene una textura arcillosa.

Los gránulos cuyo tamaño excede los 2 mm reciben el nombre de grava y no se considera en los análisis de suelos, los otros se dividen en tres clases, según su diámetro, las partículas entre 2 y 0,02 mm se llaman arena; las de diámetro de 0,02 y 0,002 se llaman limo, y aquellas cuyo diámetro medio es igual o inferior a 0,002 mm forma la arcilla.³

2.2.2 Porosidad

Representa el porcentaje total de huecos que hay entre el material sólido de un suelo. Es un parámetro importante porque de él depende el comportamiento del suelo frente a las fases líquida y gaseosa, y por tanto vital para la actividad biológica que pueda soportar. Dentro de los poros capilares por lo general hay aire y se encuentra agua retenida por las fuerzas del menisco (curva de la superficie de un líquido que se produce en respuesta a la superficie de su recipiente).

Desde el punto de vista agronómico es conveniente que los suelos tengan gran volumen de suelos capilares no menor de 20-25% de la porosidad total. Los suelos con porcentajes mayores del 70%, tienen una capacidad de porosidad excesiva, estos son suelos

² Sampat A. Gavande (1972). Física de suelos. Limusa-Wiley

³ Carrasco, J.M. (1987). Química agrícola, Volumen 1. Alhambra

esponjosos, los suelos de porosidad excelente sus valores oscilan entre el 55-65% de porosidad son suelos bien cultivados, los suelos con porosidades menores de 50% tienen una porosidad no satisfactoria para la capa arable y valores de 40-25% poseen porosidad demasiado baja.

2.2.3 Capacidad de saturación de agua

Es la cantidad de agua para llenar todos los espacios de poros entre las partículas de suelo, es decir el límite superior del contenido de humedad. Para que los suelos estén saturados es necesario que todo el aire retenido en los espacios de los poros sea reemplazado con agua. Algunas veces a la saturación se le denomina capacidad máxima de retención de agua o poder retentivo para el agua.

La alta cantidad de materia orgánica, ayuda a que los índices de saturación aumentan considerablemente con el contenido de materia orgánica.

Según la apreciación de la capacidad de adsorción de agua en el suelo se puede definir según los siguientes parámetros 40-50% óptima, 30-40% buena, 25-30 satisfactoria, <25 no satisfactoria.⁴

2.3 Teoría de las arcillas

La Arcilla es un tipo de Roca Natural Sedimentaria. Proviene de la descomposición de las Rocas Feldespato, siendo un silicato alumínico hidratado. Puede ser un elemento suelto o puede estar formando una masa en estado sólido, puede ser coherente o incoherente. Es un material terroso de grano generalmente fino y capaz de convertirse en una masa plástica al mezclarse con cierta cantidad de agua.

Conserva su forma inicial después del secado, adquiriendo a la vez la suficiente dureza para ser manejada. La Arcilla no se transforma en cerámica hasta que toda el agua que contiene de manera natural y química se elimina por el calor; cuando esto sucede al cocerlo en el horno, el producto que resulta posee una dureza y un estado inalterable a veces incluso mayor que el de algunas clases de piedra.

⁴ <http://www.monografias.com/trabajos-pdf4/caracterizacion-fisica-suelos/caracterizacion-fisicasuelos.pdf>

2.3.1 Características de la arcilla

- Material de estructura laminar.
- Sumamente hidrocópico.
- Su masa se expande con el agua.
- Con la humedad se reblandece y se vuelve plástica.
- Al secarse su masa se contrae en un 10%.
- Generalmente se le encuentra mezclada con materia orgánica.
- Adquiere gran dureza al ser sometida a temperaturas mayores a 600°C.

2.3.2 Clasificación de las arcillas

Cada una de las propiedades de la Arcilla puede dar lugar a una clasificación distinta. Así pues, puede clasificarse según su color, su temperatura de cocción, sus propiedades plásticas, su porosidad después de la cocción, su composición química, etc.⁵

- Suelos Gruesos: Partículas mayores a los 74 μ (0,074 mm). Las fuerzas que gobiernan su comportamiento son fundamentalmente las de gravedad. (gravas y arenas)
- Suelos Finos: Partículas menores a los 74 μ . Las fuerzas que gobiernan su comportamiento las de atracción y repulsión de origen físico - químicas. (arcillas y limos)

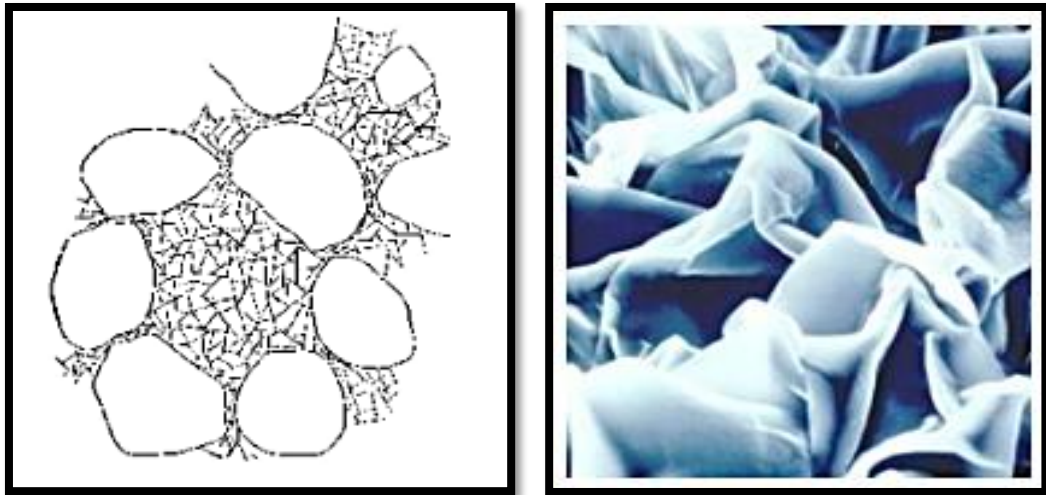
2.3.3 Origen de la arcilla

La arcilla es un silicato de aluminio hidratado, en forma de roca plástica, impermeable al agua y bajo la acción del calor se deshidrata, endureciéndose mucho. Desde el punto de vista químico está compuesta de silicio (Si), aluminio (Al), oxígeno (O) e hidrógeno (H). Las partículas que conforman la arcilla son de menos de 0,002 mm.

⁵ <http://www.arquba.com/monografias-de-arquitectura/la-arcilla/>

La época moderna ha incorporado a las arcillas en numerosos productos de uso cotidiano a través de las nuevas tecnologías de modo que, aunque no lo percibamos, las arcillas forman parte importante de nuestras vidas.

Figura 1. Partículas menores a $2\ \mu$



Fuente: Jiménez Salas

2.3.4 Propiedades físico – químicas de las arcillas

Las arcillas tienen capacidad de intercambio catiónico, es decir son capaces de cambiar fácilmente los iones fijados en la superficie exterior de sus cristales, en los espacios interlaminares, o en otros espacios interiores de las estructuras, por otros existentes en las soluciones acuosas envolventes.

La capacidad de absorción es otra de las propiedades de las arcillas ya que pueden absorber agua u otras moléculas en el espacio interlaminar o los canales estructurales.

Las arcillas son eminentemente plásticas. Esta propiedad se debe a que el agua forma una envuelta sobre las partículas laminares produciendo un efecto lubricante que facilita el deslizamiento de unas partículas sobre otras cuando se ejerce un esfuerzo sobre ellas. Su elevada plasticidad se debe a su morfología laminar, tamaño de partícula muy pequeño y a su alta capacidad de hinchamiento.

Todas las arcillas son refractarias, es decir resisten los aumentos de temperatura sin sufrir variaciones, aunque cada tipo de arcilla tiene una temperatura de cocción. La porosidad en las arcillas varía según el tipo de arcilla.⁶

Las importantes aplicaciones industriales de las arcillas radican en sus propiedades físico-químicas. Dichas propiedades derivan, principalmente, de:

- Su extremadamente pequeño tamaño de partícula (inferior a 2 mm).
- Su morfología laminar (filosilicatos)
- Las sustituciones isomórficas, que dan lugar a la aparición de carga en las láminas y a la presencia de cationes débilmente ligados en el espacio interlaminar.

Como consecuencia de estos factores presentan un valor elevado del área superficial y, a la vez, la presencia de una gran cantidad de superficie activa, con enlaces no saturados. Por ello pueden interaccionar con muy diversas sustancias, en especial compuestos polares, por lo que tienen comportamiento plástico en mezclas arcilla-agua con elevada proporción sólido/líquido y son capaces en algunos casos de hinchar, con el desarrollo de propiedades reológicas en suspensiones acuosas.

2.3.5 Superficie específica de las arcillas

La superficie específica o área superficial de una arcilla se define como el área de la superficie externa más el área de la superficie interna (en el caso de que esta exista) de las partículas constituyentes, por unidad de masa, expresada en m²/gr.

Las arcillas poseen una elevada superficie específica, muy importante para ciertos usos industriales ya que la interacción sólido-fluido depende directamente de esta propiedad.

Los valores de superficie específica de diferentes arcillas son:

- Caolinita de elevada cristalinidad: hasta 15 m²/gr
- Caolinita de baja cristalinidad: hasta 50 m²/gr

⁶ <http://www.buenastareas.com/ensayos/Concepto-De-Arcilla-Arena-y-Limo/687527.html>

- Halloisita: hasta 60 m²/gr
- Illita: hasta 50 m²/gr
- Montmorillonita: 80 a 300 m²/gr
- Sepiolita: 100 a 240 m²/gr
- Paligorskita: 100 a 200 m²/gr

2.3.6 Capacidad de absorción de las arcillas

Algunas arcillas encuentran su principal campo de aplicación en el sector de los absorbentes ya que pueden absorber agua u otras moléculas en el espacio interlaminar (esmectitas) o en los canales estructurales (sepiolita y paligorskita).

El agua es una sustancia fluida que puede alojarse fácilmente en los diferentes huecos de la estructura de una muestra de arcilla, así como en el espacio interlaminar. Cuantos más huecos tenga la estructura de arcilla, mayor será su capacidad de absorción relacionada con la velocidad que fluye el agua.

La capacidad de absorción está directamente relacionada con las características texturales (superficie específica y porosidad) y existen dos tipos de procesos que difícilmente se dan de forma aislada: absorción y adsorción.

- absorción: cuando se trata fundamentalmente de procesos físicos como la retención por capilaridad
- adsorción: cuando existe una interacción de tipo químico entre el adsorbente, en este caso la arcilla, y el líquido o gas adsorbido, denominado adsorbato.

La capacidad de adsorción se expresa en porcentaje de adsorbato con respecto a la masa y depende, para una misma arcilla, de la sustancia de que se trate. La absorción de agua de arcillas absorbentes es mayor del 100% con respecto al peso.

Dentro de este espacio y juntamente con el agua de contacto, van los iones de Intercambio presentes en el agua libre que está en contacto con el suelo.

Dependiendo del ion que prevalezca en la solución, se puede predecir el comportamiento de la arcilla ya que la fuerza de fijación de los iones dependerá de la valencia del mismo.

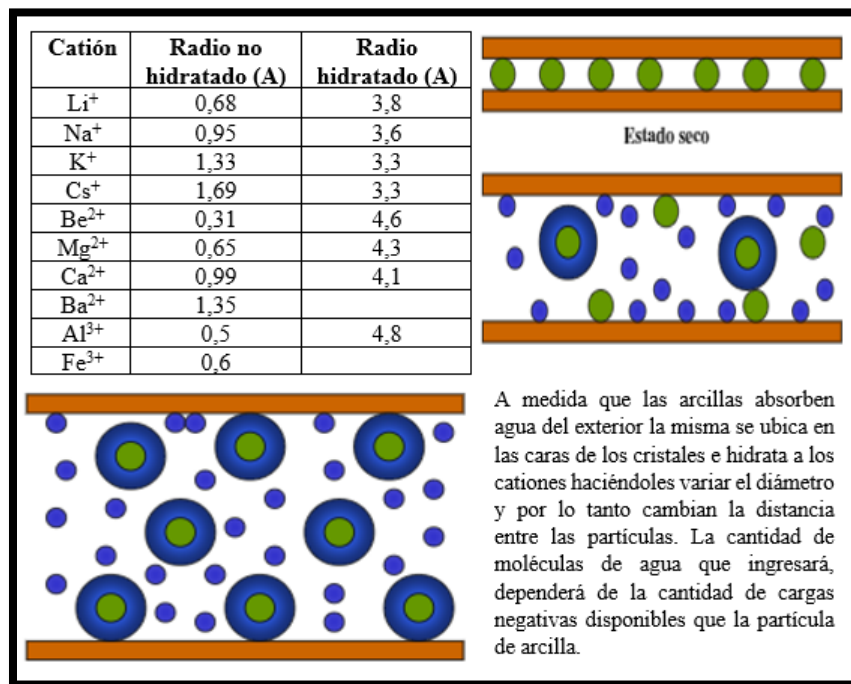
Las moléculas de agua forman un dipolo debido a la ubicación de sus átomos de H, por lo tanto, las mismas se orientan y se pegan sobre la cara de las partículas de arcilla.

Esta capa de moléculas de agua orientadas sobre la lámina de arcilla tiene una viscosidad mayor a la del agua libre o de humedad, tiene un espesor del orden de los 10 Å y no se elimina fácilmente.

$$1 \text{ \AA} = 0,1 \mu\text{m} = 10^{-7} \text{mm}$$

La evaluación de la cantidad de cargas eléctricas de un suelo, expresado en función de su masa (peso) constituyen lo que se llama la capacidad de cambio y se mide en miliequivalente x 100grs.⁷

Figura 2. Capacidad de absorción de las arcillas



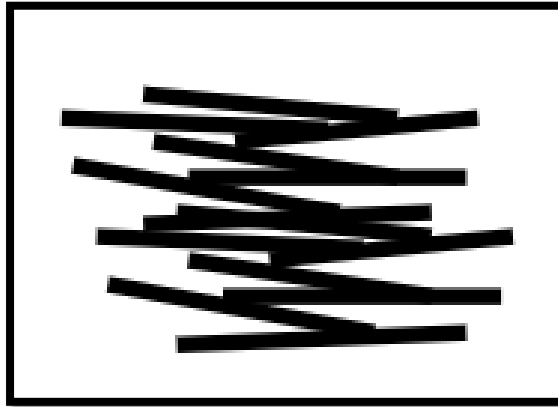
Fuente: Peter Berry

⁷ Berry, P. L. y Reid, D. (s/f). Mecánica de suelos.

2.3.7 Estructura laminar de las arcillas

Orientaciones paralelas de las láminas de arcillas, provocan una gran expansión al tomar contacto con el agua libre del terreno, tienen una menor relación de vacíos y es más compacta.

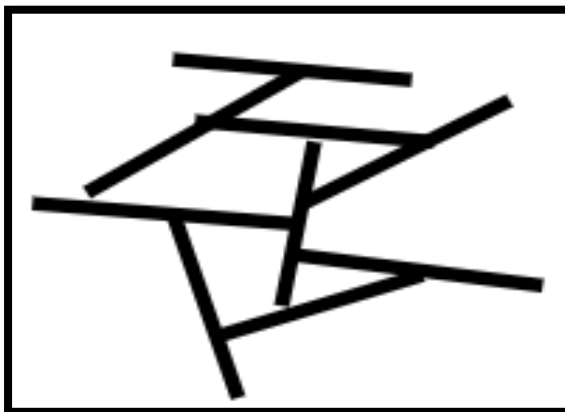
Figura 3. Orientación paralela de las arcillas



Fuente: Augusto José

Estructura panaloide, más abierta que la primera, con más relación de vacíos y que experimenta menos expansión de absorber agua libre.⁸

Figura 4. Estructura panaloide de las arcillas

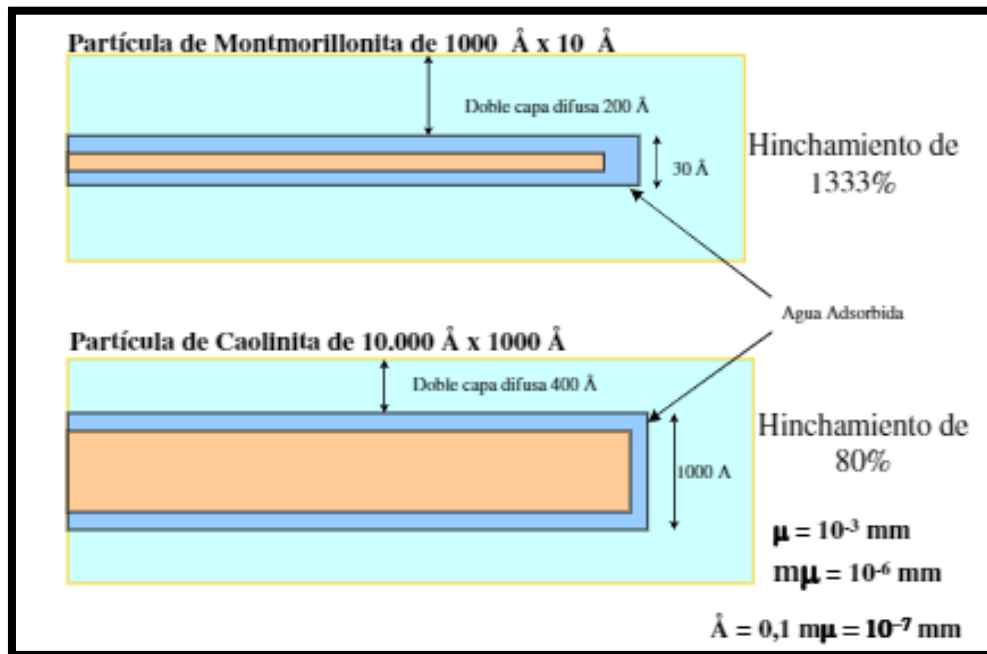


Fuente: Augusto José

⁸ <http://es.scribd.com/doc/53449679/4/Capacidad-de-adsorcion-de-las-arcillas>

2.3.8 Hidratación e hinchamiento

Figura 5. Hinchamiento en arcillas



Fuente: Augusto José

Cuando la absorción de agua tiene lugar en el espacio interlaminar, la cantidad de agua que puede entrar en este espacio depende de la fuerza de atracción entre las láminas. En las arcillas con uniones más débiles, el agua que entra en el espacio interlaminar es capaz de separar las láminas, provocando el hinchamiento de la estructura.

A medida que progresa el hinchamiento, alternándose las láminas de arcilla y las capas de agua, puede llegar a producirse la separación completa de las láminas, disgregándose la arcilla en láminas individuales, formándose un coloide.

En ingeniería, los suelos que contienen arcillas con gran capacidad de hinchamiento se conocen como suelos expansivos, y representan un riesgo para las construcciones civiles, ya que son suelos inestables que, al cambiar de volumen, desestabilizan los cimientos y provocan el hundimiento de las estructuras.⁹

⁹ http://www.profes.net/rep_documentos/Propuestas_2%C2%BA_ciclo_ESO/micas_y_arcillas.PDF

2.3.9 Plasticidad de las arcillas

Una de las propiedades fundamentales de las arcillas es su plasticidad. Esto es debido a que, como las uniones entre las láminas son muy débiles, la entrada de agua entre dichas láminas facilita el deslizamiento de unas láminas sobre otras. También ayuda el hecho de estar formadas por partículas muy pequeñas.

La elevada plasticidad de las arcillas es consecuencia de su morfología laminar, tamaño de la partícula extremadamente pequeño y alta capacidad de hinchamiento.

Generalmente, esta plasticidad puede ser cuantificada mediante la determinación de los índices de Atterberg (Límite Líquido, Límite Plástico y Límite de Retracción). Estos límites marcan una separación arbitraria entre los cuatro estados o modos de comportamiento de un suelo sólido, semisólido, plástico y semilíquido o viscoso.

La relación existente entre el límite líquido y el índice de plasticidad ofrece una gran información sobre la composición granulométrica, comportamiento, naturaleza y calidad de la arcilla. Existe una gran variación entre los límites de Atterberg de diferentes minerales de la arcilla, e incluso para un mismo mineral arcilloso, en función del catión de cambio.

En gran parte, esta variación se debe a la diferencia en el tamaño de partícula y al grado de perfección del cristal. En general, cuanto más pequeñas son las partículas y más imperfecta su estructura, más plástico es el material.¹⁰

2.3.10 Polaridad de las arcillas

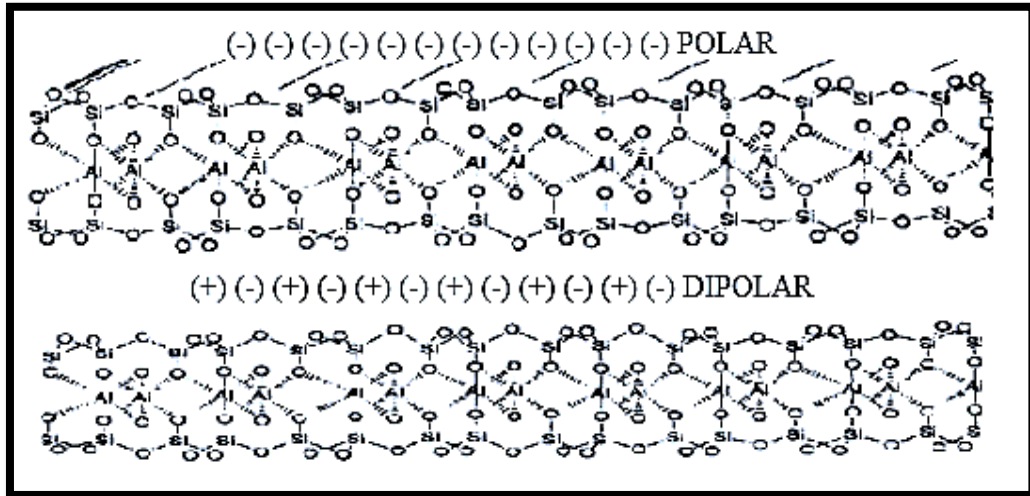
La estructura de estos minerales es, generalmente, cristalina y complicada y sus átomos están dispuestos en forma laminar. De hecho, se puede decir que hay dos tipos clásicos de tales láminas: uno de ellos del tipo silíceo y el otro del tipo alumínico.

El tipo sílice está formada por un átomo de sílice rodeado de cuatro átomos de oxígeno. La unión entre partículas se lleva a cabo mediante un mismo átomo de oxígeno. Algunas entidades consideran como arcillas a las partículas menores a 0,002 mm.

¹⁰ http://www.profes.net/rep_documentos/Propuestas_2%C2%BA_ciclo_ESO/micas_y_arcillas.PDF

El tipo alumínico está formada por un átomo de aluminio rodeado de seis átomos de oxígeno y de oxígeno e hidrógeno.

Figura 6. Polaridad de las Arcillas.



Fuente: Scribd

2.3.11 Diferencias entre limos y arcillas

Suelos Arcillosos:

- Formados por arcilla.
- Partículas diminutas menos de 0,002 milímetros de diámetro.
- Impermeables (pasa poca agua).
- Suelos pesados.
- Cuando este húmedo es pegajoso y se hace una bola.
- Un suelo arcilloso es un terreno pesado que no filtra casi el agua.
- Es plástico en estado húmedo y posee muchos nutrientes y materia orgánica.

Suelos Limosos o Francos:

- Contienen limo.

- Partículas un poco más grandes que los arcillosos.
- Se originan por sedimentación de materiales finos arrastrados por las aguas.
- Cuando tomamos un pedazo de suelo húmedo también se puede hacer una bola, pero esta se va desintegrar con facilidad.
- Un suelo limoso es estéril, pedregoso y filtra el agua con rapidez.
- La materia orgánica que contiene se descompone muy rápido.¹¹

Tabla 7. Diferencias entre limos y arcillas¹²

| Limos (entre 0,002 y 0,06 mm.) | Arcillas (<0,002 mm.) |
|--|--|
| No suelen tener propiedades coloidales | Suelen tener propiedades coloidales |
| A partir de 0,002 mm. y a medida que aumenta el tamaño de las partículas, se va haciendo cada vez mayor la proporción de minerales no arcillosos | Consisten en su mayor parte en minerales arcillosos |
| Partículas forma redondeadas | Partículas forma laminar |
| Tacto áspero | Tacto suave |
| Mayor permeabilidad | Menor permeabilidad |
| Predominan las características de masa | Predominan las características de superficie |
| Se secan con relativa rapidez y no se pegan a los dedos | Se secan lentamente y se pegan a los dedos |
| Los terrones secos tienen una cohesión apreciable, pero se puede reducir a polvo con los dedos | Los terrones secos se pueden partir, pero no reducir a polvo con los dedos |
| Pueden ser colapsables | No son colapsables |
| No son expansivas | Pueden ser expansivas |

Fuente: Propia

¹¹ <http://www.profesorenlinea.cl/Ciencias/Suelos.htm>

¹² <http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Diferencias%20entre%20limos%20y%20arcillas>

2.4 Compresibilidad de los suelos

Un suelo puede considerarse como un esqueleto de partículas sólidas que encierran vacíos que pueden estar llenos de aire, de agua o de una combinación de ambos. Si una muestra de suelo es sometida a una sollicitación de forma tal que su volumen disminuya, esta disminución puede deberse a los tres factores siguientes:

1. Una compresión de la materia sólida.
2. Una compresión del agua y el aire que se encuentran dentro de los vacíos.
3. Un escape del aire y agua de los vacíos.

Bajo las cargas aplicadas normalmente sobre la masa de los suelos, la materia sólida y el agua de poros no sufren un cambio apreciable en su volumen. Por lo tanto, puede considerarse con suficiente exactitud que la disminución en el volumen de una masa, si está completamente saturada, se debe totalmente al escape del agua contenida en los vacíos.

Si la masa de suelo se encuentra parcialmente saturada el fenómeno es más complejo, puesto que la compresión de la misma puede ser resultado de una compresión del aire dentro de los poros, aun cuando no exista escape de agua. La compresibilidad de los suelos no se encuentra gobernada en forma apreciable por la compresibilidad de los granos minerales de los cuales está compuesto. En realidad, la compresibilidad es una función del espacio dentro del cual las partículas pueden cambiar su posición por rodamiento o deslizamiento. La compresibilidad de una masa de suelo depende de la rigidez del esqueleto del suelo, y ésta a su vez depende del arreglo estructural de las partículas. En general una estructura con porosidad alta, salvo que presente un cierto grado de cementación, es más compresible que una estructura bien empaquetada, y un suelo compuesto por partículas laminares es más compresible que otro que contenga partículas equidimensionales.

2.4.1 Compresibilidad de estratos confinados

No es fácil estudiar el caso general de compresión, pero cuando se considera la compresión en una sola dirección el análisis es más sencillo. Esta condición de compresión en una dirección será la tratada en lo que sigue. Un estrato de suelo puede cargarse por la

aplicación de una presión sobre su superficie, como puede ser naturalmente por sedimentación sucesiva en las capas superiores, o artificialmente por el emplazamiento de terraplenes, estructuras o fundaciones.

Cuando un estrato de gran área en comparación con su espesor se carga uniformemente, todos los elementos de suelo a cada profundidad se encuentran confinados por los elementos adyacentes que están bajo el mismo estado de carga. De esta forma, se mantiene la posición relativa de las partículas sólidas ubicadas sobre un mismo plano horizontal y el movimiento de las mismas sólo puede ocurrir en dirección vertical. Por lo tanto, no existe deformación horizontal del suelo excepto cerca del borde área cargada, y el caso puede considerarse como una compresión unidireccional o unidimensional.

Este caso de compresión unidireccional ocurre frecuentemente en los problemas que atañen a la ingeniería civil y es característico de los estratos de arcilla. El hecho de que los desplazamientos horizontales de la arcilla sean o no nulos depende de varios factores. Si el estrato de arcilla es relativamente delgado y está confinado entre estratos de arena, grava o materiales más rígidos, o si el estrato de arcilla aun siendo grueso, contiene gran cantidad de capas delgadas de arena, ocurre que la deformación lateral de la arcilla se restringe tanto que puede despreciarse en comparación a los desplazamientos verticales.

Al ocurrir la compresión de un suelo, como se explicó anteriormente, tiene lugar un escape de agua de los poros. Este escape se produce de acuerdo a la ley de Darcy. Si el suelo tiene bajo coeficiente de permeabilidad, se requerirá un largo tiempo para que se desarrolle completamente el fenómeno descrito. El proceso gradual que involucra una disminución de volumen y un escape del agua, provocado por un aumento de presión efectiva sobre el suelo y que tiene lugar a lo largo de un cierto lapso, se denomina consolidación.

Cuando se aplica una carga a un suelo se produce un incremento de las presiones totales en el mismo. Si el suelo se encuentra saturado, inicialmente este incremento es absorbido por el agua intersticial, y luego va transmitiéndose gradualmente al esqueleto del suelo a medida que el agua sale de los poros. Se denomina consolidación primaria al proceso de cambio de volumen dependiente del tiempo que tiene lugar con la expulsión de agua de los vacíos, disipándose la presión de poro e incrementándose la presión efectiva del suelo.

En cambio, se denomina consolidación secundaria al proceso de cambio de volumen dependiente del tiempo que ocurre luego de la consolidación primaria y tiene lugar esencialmente a presión efectiva constante. La consolidación secundaria es un fenómeno de flujo viscoso. El efecto se atribuye hoy, generalmente, al deslizamiento progresivo diferido en el tiempo, entre las partículas del material que se reacomodan, tendiendo a estados más compactos, para adaptarse a la nueva condición de carga.

2.4.2 Importancia del estudio de la compresibilidad

El estudio de la compresibilidad de los suelos es de suma importancia por su aplicación en la ingeniería, dado que trata de evaluar dos grandes cuestiones:

1. Cuánto se deforma un estrato bajo una cierta carga.
2. Cuánto tiempo tarda en deformarse el estrato.

2.5 Consolidación unidimensional de suelos

Todos los materiales, al ser sujetos o sometidos a cargas, experimentan deformaciones (reducción de volumen y forma), que pueden o no ser dependientes del tiempo. Las relaciones entre los esfuerzos, las deformaciones y el tiempo, varían según el material a analizar. Las relaciones más sencillas se producen en los materiales elásticos lineales, donde el esfuerzo y la deformación son proporcionales e independientes del tiempo.

Las características esfuerzo-deformación-tiempo de un suelo dependerán, no solo del tipo de suelo y su estado de consistencia, sino también de la forma en que es cargado, de su ubicación estratigráfica, etc. Es necesario estudiar estas características del suelo, debido a que en general éstos sufren deformaciones superiores a las de la estructura que le transmite la carga y no siempre se producen instantáneamente ante la aplicación misma de la carga.

Los fenómenos exactos que dan lugar a esta reducción se conocen con el nombre de compactación y consolidación.

Figura 7. Torre de Pisa Italia- Basílica Virgen de Guadalupe México



Fuente: Google imágenes

Se llama consolidación a la reducción gradual de volumen de una masa de suelo resultante de un aumento en el esfuerzo de compresión debido a cargas estáticas. La consolidación y la rapidez con que esta se presenta puede asociarse a la permeabilidad del suelo. Una masa de suelo está compuesta por la fase sólida que forma un esqueleto granular y los vacíos que la misma encierra, los cuales algunos pueden estar llenos de gas/aire y otros de líquido/agua. Además, se considera que tanto la masa sólida como el agua son incompresibles.

En la Figura 7 se observa en forma esquemática el fenómeno de la consolidación, así como también dos casos famosos de estructuras que sufrieron los efectos del proceso de consolidación. Cuando el terreno sobre el cual se desplanta una estructura está formado por una capa de arcilla, por lo general se deben tomar todas las precauciones necesarias a fin de evitar que la estructura sufra asentamientos. Debido a que la consolidación gradual de la arcilla es causa de asentamientos, en muchas ocasiones no previstas, la compresibilidad de los estratos de arcilla ha recibido gran atención durante los últimos años. Es por ello que se ha elaborado métodos y teorías que permiten estimar la magnitud y distribución de los asentamientos, de tal manera que, si se considera que estos resultan excesivos, se puede modificar el proyecto de la cimentación.¹³

¹³ <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/10762/Capitulo3.pdf>

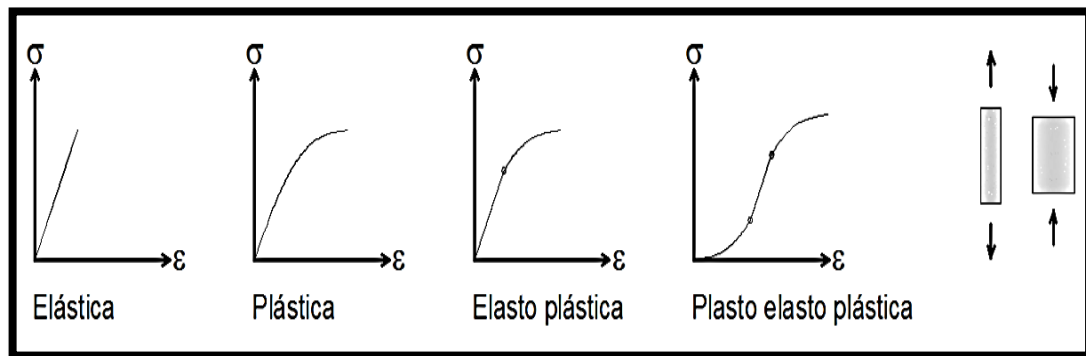
Dentro de la Mecánica de Suelos se han establecido diferentes teorías del comportamiento de un suelo, las cuales han evolucionado de acuerdo a la aplicación de condiciones o hipótesis más cercanas a la realidad, sin embargo, los principios no dejan de ser los mismos. Para el caso del estudio de la compresibilidad de suelos finos, los métodos para su estimación se basan en el entendimiento del proceso de consolidación.¹⁴

La consolidación es de gran interés práctico dado que permite calcular la magnitud de los asentamientos en el suelo y la velocidad con que estos se producen.

2.6 Deformaciones en el suelo

Un suelo puede presentar deformaciones permanentes o no, a causa de las cargas que soporta. Las deformaciones pueden ser:

Figura 8. Deformaciones del suelo



Fuente: Duque y Gonzalo Escobar (2016)

Donde:

σ = Esfuerzo

ϵ = Deformación

2.6.1 Deformación elástica

El suelo puede recobrar forma y dimensiones originales, cuando cesa la fuerza de deformación.

¹⁴

http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/4619/1/323_ESTUDIO%20DE%20LAS%20PROPIEDADES%20DE%20COMPRESIBILIDAD%20DE%20LAS%20ARCILLAS%20DE%20COATZACOALCOS%20VER.pdf

2.6.2 Deformación plástica

Se da corrimiento de la masa del suelo, pero la relación de vacíos permanece constante. Al retirar las cargas el suelo queda deformado, pero su volumen casi se mantiene.

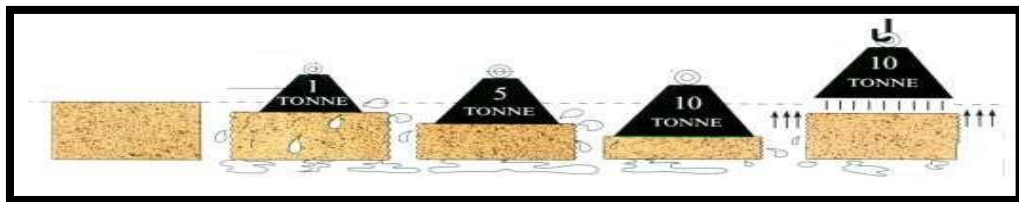
2.6.3 Deformación compresiva

En este caso, existe Reducción de volumen en el suelo sometido a carga, y la deformación se conserva después de esa acción. Puede ser por consolidación o por compactación.

- a) **Consolidación:** Es la reducción gradual de volumen del suelo por compresión debido a cargas estáticas. También puede darse por pérdida de aire o agua, o por un reajuste de la fábrica textural.
- b) **Compactación:** Es la densificación del suelo, lograda por medios dinámicos, con el propósito de mejorar sus propiedades ingenieriles.¹⁵

Las deformaciones del suelo debidas a la aplicación de una carga externa son producto de una disminución del volumen total de la masa del suelo y particularmente una reducción del volumen de vacíos, ya que el volumen de solidos es constante, por lo tanto, dichas deformaciones son producto de una disminución de la relación de vacíos del suelo como se muestra en la Figura 9. Si estos vacíos están llenos de agua (suelo saturado), como al fluido lo consideramos incompresible, dicha disminución de la relación de vacíos, sólo es posible si el volumen de líquido disminuye por lo tanto se produce un flujo de líquido hacia algún estrato permeable. Si en cambio el suelo en sus vacíos posee aire y agua (suelo parcialmente saturado) o sólo aire, la disminución de la relación de vacíos se produce por una compresión de los gases que posee.

Figura 9. Proceso de consolidación

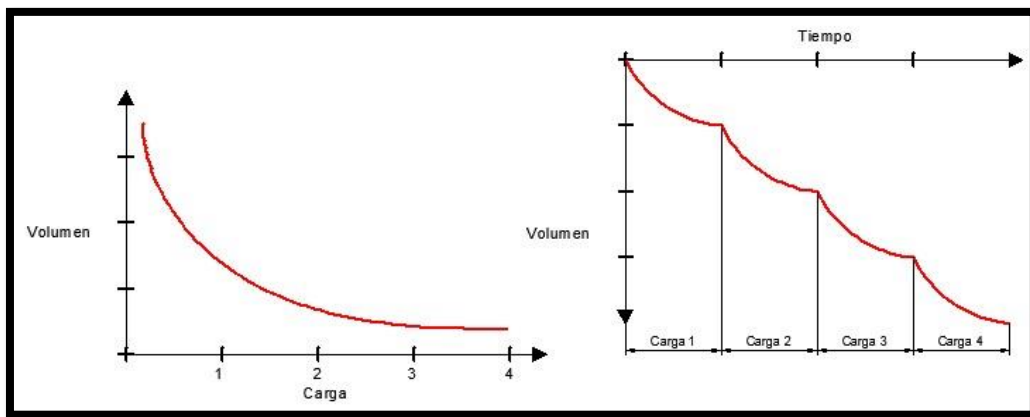


Fuente: Google imágenes

¹⁵ <http://www.galeon.com/geomecanica/cap9.pdf>

Cuando un depósito saturado se somete a un incremento de esfuerzos totales, como resultado de cargas externas aplicadas, se produce un exceso de presión intersticial (presión neutra). Puesto que el agua no resiste al corte, la presión neutra se disipa mediante un flujo de agua al exterior, cuya velocidad de drenaje depende de la permeabilidad del suelo. Si en cambio el depósito se encuentra parcialmente saturado, la situación resulta más compleja debido a la presencia del gas que puede permitir cierta compresión, como se mencionó, sin que se produzca un flujo de agua.

Figura 10. Variación volumen vs carga y volumen vs tiempo



Fuente: Duque y Gonzalo Escobar (2016)

La disipación de presión intersticial debida al flujo de agua hacia el exterior se denomina consolidación, proceso que tiene dos consecuencias:

- Reducción del volumen de poros o vacíos, por lo tanto, reducción del volumen total, produciéndose un asentamiento. En el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente igual, el movimiento de las mismas sólo ocurre verticalmente.
- Durante la disipación del exceso de presión intersticial, la presión efectiva aumenta y en consecuencia se incrementa la resistencia del suelo.

Por lo tanto, cuando un suelo se consolida ante la aplicación de una carga, se produce una disminución de la relación de vacíos y un incremento del esfuerzo efectivo.

En los suelos granulares la permeabilidad es alta, lo cual permite un flujo rápido de agua, y se disipa rápidamente el exceso de presión neutra. En consecuencia, el asentamiento se completa en general, al finalizar la aplicación de las cargas, en los suelos finos arcillosos, la permeabilidad es muy baja, por lo que el flujo de agua es muy lento, y la disipación del exceso de presión neutra es muy lenta. En consecuencia, el suelo puede continuar deformándose durante varios años después de finalizada la construcción de la obra que trasmite la carga.

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.

Existe otro fenómeno posterior a la disipación de las presiones intersticiales, en el cual el suelo en cuestión continúa deformándose o comprimiéndose, esto se debe a un reajuste en la estructura del suelo. Dicho proceso es llamado consolidación secundaria, y depende de las características elastoplásticas y del comportamiento viscoso del material que compone al suelo. En suelos muy plásticos u orgánicos su contribución a la compresión final es significativa y no puede despreciarse.¹⁶

2.7 Medida de la consolidación

La consolidación de los estratos de suelo puede investigarse de forma cuantitativa con aproximación razonable. El proceso de consolidación es un proceso de disminución de volumen en función del tiempo, que tiene en un lapso provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo. En el caso de suelos arcillosos da como resultado la transformación progresiva de un sedimento en estado suave o blando a un estrato de arcilla dura y finalmente a una roca sedimentaria. Dichos procesos implican la disminución de la relación de vacíos e involucran la actividad físico-química de las partículas sólidas, disminución del contenido de agua, la disipación de la presión de poros en exceso de la hidrostática del agua bajo el incremento del esfuerzo causado por la sobrecarga y

¹⁶ Badillo, J. y Rodríguez, R. (1973). Mecánica de suelos, Tomo I. Limusa

cementación. Se rige por el cambio de presión de poros a presiones efectivas, resultado de una reducción de volumen por la pérdida de agua.¹⁷

Para ello se realiza una prueba de consolidación unidimensional sobre muestras de suelo representativas e inalteradas; se puede así calcular la magnitud y velocidad de los asentamientos probables debido a las cargas aplicadas.

$$\text{Asentamiento} \rightarrow St = Si + Sc + Ss$$

En las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos en comparación con el tiempo en que el estrato de suelo se consolida bajo la carga de una estructura. La anterior puede influir en el hecho de que los asentamientos predichos son mayores que los reales. Al aplicar cierta carga a un suelo arenoso limpio saturado, su consolidación será casi instantánea, debido a que el agua con exceso de presión hidrostática no tiene problemas para escapar por las oquedades; sin embargo, si el suelo es una arcilla de baja permeabilidad, su consolidación será muy lenta, debido a que el exceso de agua en los vacíos tomará tiempo para ser expulsada fuera de la capa arcillosa.¹⁸

En la consolidación unidimensional el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible.¹⁹

2.8 Principio de esfuerzo efectivo

Perpendicular a un plano cualquiera (oblicuo o no), que pase por el elemento A del terreno, existe un esfuerzo total σ y una presión intersticial o de poros U, a una profundidad Z.

¹⁷ Gómez, E. (2012). Mecánica de suelos.

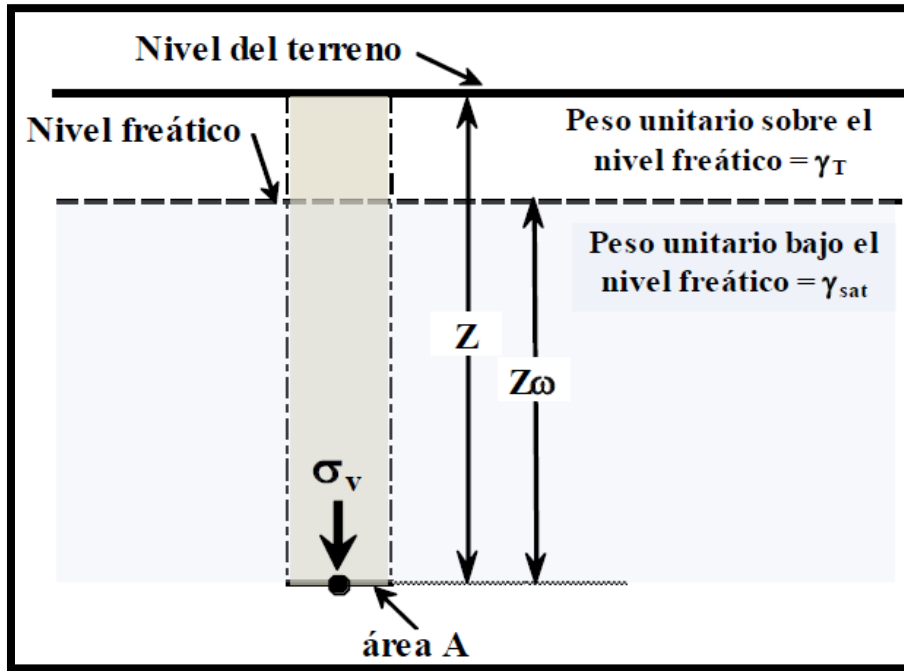
¹⁸

http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/4619/1/323_ESTUDIO%20DE%20LAS%20PROPIEDADES%20DE%20COMPRESIBILIDAD%20DE%20LAS%20ARCILLAS%20DE%20COATZACOALCOS%20VER.pdf

¹⁹ <http://www.arqhys.com/construccion/suelos-consolidacion.html>

Ahora, el esfuerzo efectivo σ' se define como el valor de la diferencia entre el esfuerzo total σ y la presión de poros (p.p.) U .

Figura 11. Esfuerzos en un punto del suelo



Fuente: Duque y Gonzalo Escobar (2016)

$$\sigma' = \sigma - U \quad (2.1)$$

Donde:

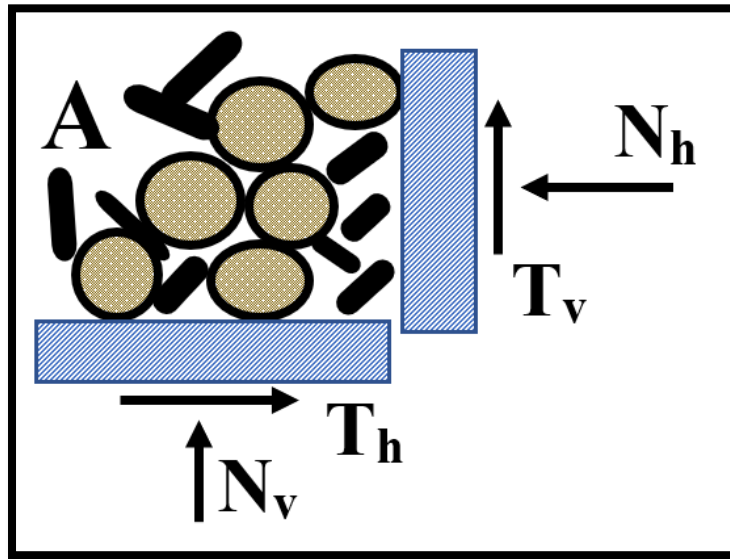
σ' = Esfuerzo efectivo

σ = Esfuerzo total

U = Presión de poro

En la masa de suelo saturado se presenta una reacción por los esfuerzos que soporta el esqueleto mineral σ' , que actúan interpartícula, y los esfuerzos por la presión de poro U dentro del fluido intersticial que ocupa los poros. La suma de ambos es igual al esfuerzo total σ .

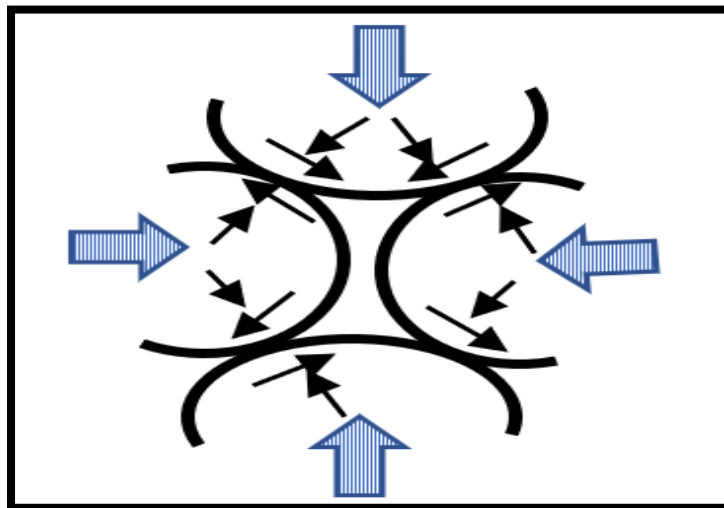
Figura 12. Fuerzas actuantes en la masa de suelo



Fuente: Duque y Gonzalo Escobar (2016)

En las caras del elemento A, de área a^2 , las partículas de suelo ejercen fuerzas en dirección normal y tangencial, N y T, como se muestra en la figura. Los esfuerzos serán, en ambas caras.²⁰

Figura 13. Fuerzas normales y de corte, interpartícula



Fuente: Duque y Gonzalo Escobar (2016)

²⁰ <http://www.galeon.com/geomecanica/cap9.pdf>

$$\sigma_v = \frac{Nv}{a^2}; \sigma_h = \frac{Nh}{a^2}; \tau_v = \frac{Tv}{a^2}; \tau_h = \frac{Th}{a^2} \quad (2.2)$$

Si se carga el terreno, toda la masa de suelo será afectada. El agua recibirá las nuevas fuerzas y empezará a fluir, los esfuerzos serán transferidos, poco a poco, del agua al esqueleto mineral, y cuando se presente el drenaje total del suelo, habrá disminuido U y aumentado σ' .

En campo, cuando el esfuerzo sobre una capa de arcilla saturada se incrementa, por ejemplo, por la construcción de una cimentación, la presión de poros del agua (presión intersticial) se incrementará. Debido a que la permeabilidad hidráulica de las arcillas es muy pequeña, se requerirá algún tiempo para que el exceso de presión de poros del agua se disipe y el incremento del esfuerzo se transfiera gradualmente a la estructura del suelo.

Este incremento gradual ocasionará asentamientos durante cierto tiempo y se conoce como consolidación.²¹

Después de cierto tiempo de estar actuando las cargas de deposición en un suelo, se alcanza un estado de equilibrio dentro de su estructura y la compresión se termina.

2.9 Arcillas normalmente consolidadas (NC) y sobreconsolidados (SC)

Una adecuada evaluación de la historia de las presiones in situ de un estrato de arcilla es necesaria para estimar las características de compresibilidad y resistencia de dicha arcilla. La historia de las presiones se refiere a la presión efectiva vertical existente in situ en relación con la máxima presión del estrato de arcilla en el pasado.

Deben reconocerse dos condiciones diferentes de importancia práctica para un cierto estrato de arcilla: se dice que un estrato está normalmente consolidado (NC), si nunca han actuado en él presiones verticales efectivas mayores que las existentes en la actualidad, por otra parte, un estrato sobreconsolidado (SC) en alguna época de su historia estuvo sujeto a presiones verticales efectivas mayores que las actuales. La presión efectiva

²¹ <http://es.scribd.com/doc/50821332/22/Calculo-de-asentamientos-por-consolidacion>

máxima a que estuvo sometido el estrato de arcilla se denomina presión de preconsolidación.

Para determinar el estado de consolidación de las arcillas se utiliza la relación de sobreconsolidación (RSC) (OCR, por sus siglas en inglés). Esta se define como:

$$RSC(OCR) = \frac{\sigma_c}{\sigma'_v} \quad (2.3)$$

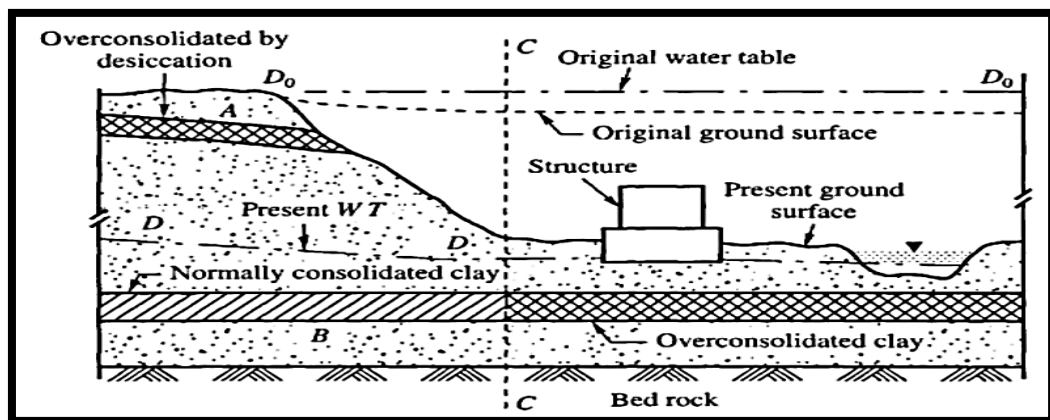
RSC=1, $\sigma_c = \sigma'_v$ (Arcilla normalmente consolidada)

RSC>1, $\sigma_c > \sigma'_v$ (Arcilla sobreconsolidada)

La sobreconsolidación de un estrato de arcilla puede deberse a los siguientes factores:

- Peso de una sobrecarga de suelo que sufrió erosión
- Peso de una capa de hielo continental que se derritió
- Disecación de capas de suelo cerca de la superficie

Figura 14. Proceso geológico de la sobreconsolidación



Fuente: Murthy (2002)

Para fines ingenieriles son más deseables las arcillas sobreconsolidadas que las normalmente consolidadas.²²

²²

http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/4619/1/323_ESTUDIO%20DE%20LAS%20PROPIEDADES%20DE%20COMPRESIBILIDAD%20DE%20LAS%20ARCILLAS%20DE%20COATZACOALCOS%20VER.pdf

2.10 Clases de consolidación

Cuando se aplica una carga a un suelo fino saturado parcial o totalmente, el tiempo para lograr la deformación y la reducción de vacíos, dependerá de:

1. Grado de saturación.
2. El coeficiente de permeabilidad del suelo.
3. Las propiedades del flujo de los poros.
4. La longitud de la trayectoria que debe recorrer el fluido expulsado de la muestra para encontrar equilibrio.

Se define como consolidación la deformación plástica debida a reducción en la relación de vacíos (generalmente llamada asentamiento).

2.10.1 Consolidación inicial

Se debe a la plasticidad del suelo ya que no pierde agua, es la reducción casi instantánea en el volumen de la masa de un suelo bajo una carga aplicada, que precede a la consolidación primaria, debida principalmente a la expulsión y compresión del aire contenido en los vacíos del suelo; puede darse en suelos secos, húmedos, saturados.

2.10.2 Consolidación primaria

Se da principalmente en suelos saturados, es la reducción en el volumen de la masa de un suelo originada por la aplicación de una carga permanente y la expulsión del agua de los vacíos, acompañada por transferencia de carga del agua a las partículas sólidas del suelo.

2.10.3 Consolidación secundaria

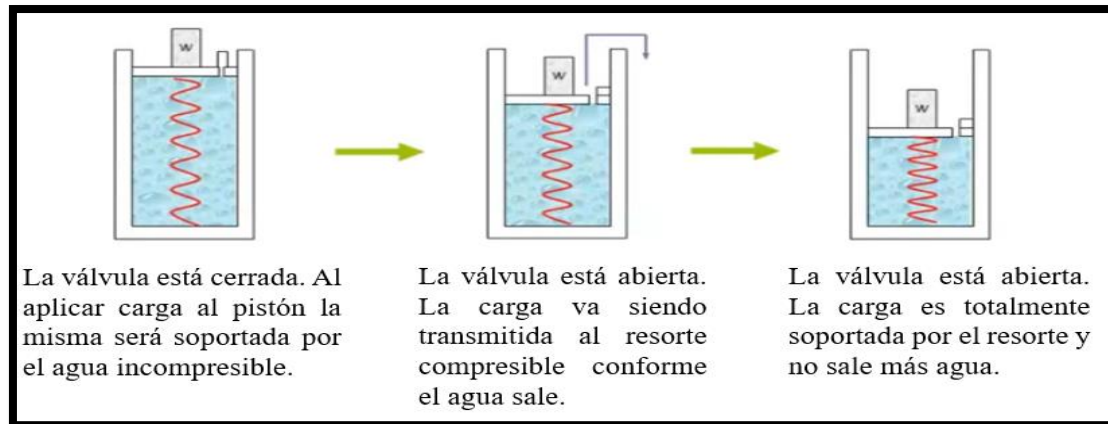
Se da en suelos saturados e inmediatamente después de la consolidación primaria, es la reducción en el volumen de la masa del suelo, causada por la aplicación de una carga permanente y el acomodo de la estructura interna de su masa, luego de que la mayor parte de la carga ha sido transferida a las partículas sólidas del suelo.²³

²³ <http://www.ingenieracivil.com/2008/07/ensayo-de-consolidacion-fundamento.html>

2.11 Analogía del resorte de Terzaghi

Para comprender el proceso de consolidación, Terzaghi propuso un modelo mecánico. Éste consiste en un cilindro de sección A con un pistón sin fricción el cual posee una pequeña perforación. Dicho pistón se encuentra unido a un resorte y el cilindro en su interior está lleno de un fluido incompresible, tal como se muestra en la Figura.²⁴

Figura 15. Analogía del resorte



Fuente: Gómez (2012)

El proceso comienza con la aplicación de una carga de valor W sobre el pistón. En este primer instante el orificio se encuentra cerrado y el resorte no tiene posibilidad de deformarse, en consecuencia, no ejerce fuerza alguna. Es así que la fuerza W es soportada en su totalidad por el fluido. En una segunda instancia se abre el orificio y se genera un gradiente de presiones W/A (A : área del pistón) entre el interior y el exterior del cilindro lo que ocasiona el flujo del líquido hacia el exterior, y a medida que el fluido sale, el resorte comienza a deformarse y por lo tanto comenzará a tomar una porción de la carga W . La velocidad a la cual se transfiere la carga desde el fluido al resorte depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido. Finalmente, la posición de equilibrio se da cuando la presión en el fluido iguala la presión exterior y el resorte ha tomado la totalidad de la fuerza W . En analogía con el caso del suelo, la estructura de partículas sólidas es representada por el resorte; el agua intersticial por el fluido incompresible; y, por último, las redes de capilares continuos (vacíos) son representadas por el orificio.

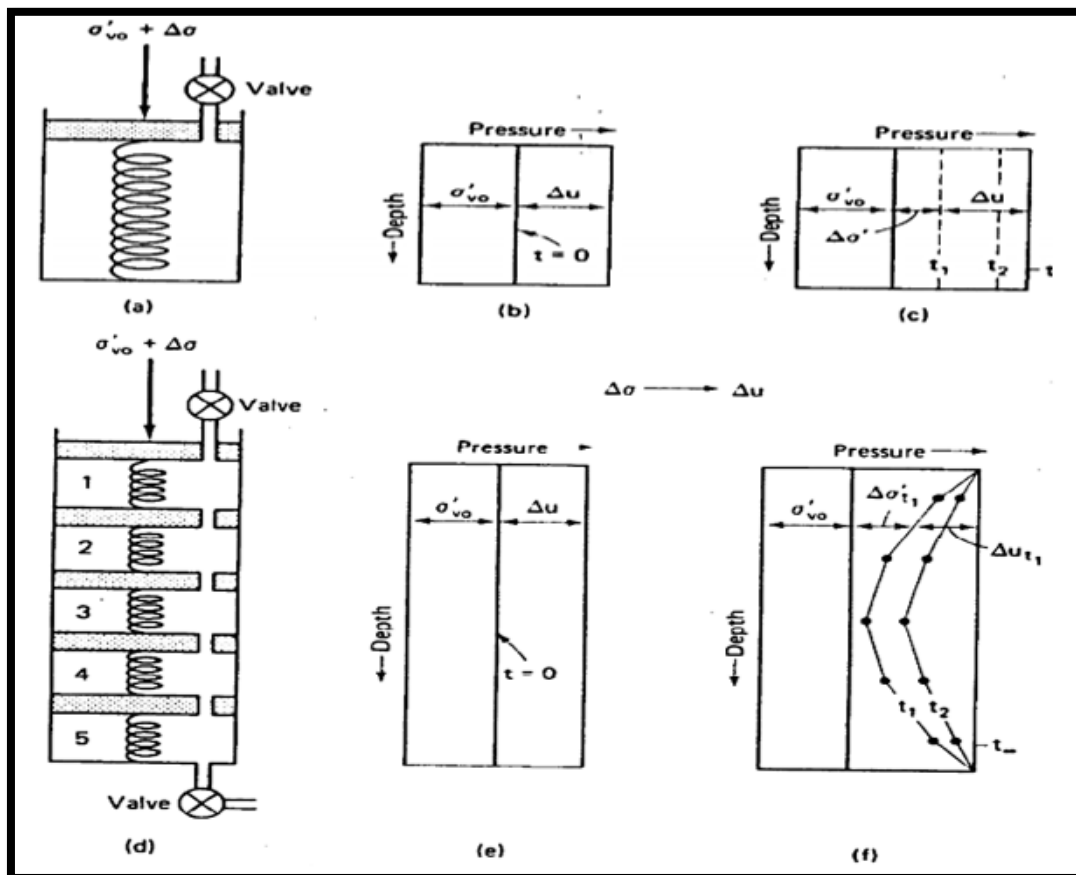
²⁴ Terzaghi, K. y Ralph B. (s/f). Mecánica de suelos en la ingeniería práctica, segunda edición

Cuando se aplica una carga a un suelo, esta es al principio soportada casi totalmente por el agua de los poros. Conforme se presenta una reducción de volumen, este se supone igual al volumen de agua desalojado. Al cabo de cierto tiempo la carga es totalmente soportada por el suelo.

2.12 El proceso de consolidación

Es útil volver a la analogía del resorte vista en el párrafo anterior. La figura 16a muestra un resorte con un pistón y una válvula en un cilindro. Un diagrama presión vs profundidad es mostrado en la figura 16b. El suelo, representado por el resorte, está en equilibrio con una tensión efectiva inicial σ'_{vo} . Se asume que toda la carga aplicada sobre el pistón, $\Delta\sigma$, es inicialmente transferida al exceso de presión de poro ΔU (exceso sobre la presión hidrostática o U_o). Este es el caso de carga unidimensional.

Figura 16. Analogía del resorte



Fuente: Holtz et al. (2011)

Con el tiempo, el agua es expulsada a través de la válvula y el exceso de presiones de poro disminuye. Por esto hay una transferencia gradual de carga desde la presión de poros al esqueleto del suelo y por esto un aumento en las tensiones efectivas. La figura 16c muestra la tensión efectiva inicial, el cambio (aumento) en tensiones efectivas y las presiones de poro hasta que son disipadas en $t = t_1$. Las líneas cortadas verticales ($t_1, t_2, etc.$) representan el tiempo desde el comienzo de la aplicación de la carga. Estas líneas son llamadas isócronas ya que son líneas con tiempos iguales. Finalmente, en $t \rightarrow \infty$ todo el exceso en las presiones de poros ΔU es disipado y las tensiones efectivas son iguales a las tensiones iniciales más el incremento aplicado ($\sigma'_{vo} + \Delta\sigma$). Durante este tiempo el pistón se habrá asentado una cantidad que es directamente proporcional a la cantidad de agua expulsada del cilindro.

Un estrato de suelo típico es mucho más complejo que el modelo simple mostrado en las figuras 16a, b y c. Si se aumenta el número de pistones, resortes y válvulas, como se muestra en la figura 16d. Como antes, se puede mostrar el esfuerzo efectivo inicial σ'_{vo} y la presión de poros inducida correspondiente ΔU debido a la carga externa sobre el pistón $\Delta\sigma$, en la figura 16e. Se permite el drenaje a través de cada pistón y válvula para permitir drenaje tanto interno como superior e inferior. Para que el agua sea expulsada de los cilindros 2, 3 y 4, es necesario que algo de agua de los cilindros 1 y 5 escape primero. Asimismo, antes de que el agua pueda ser expulsada del cilindro 3, es necesario que salga agua de los cilindros 2 y 4, etc. Dado que todas las válvulas están abiertas, al aplicar la carga externa, el agua empezará a fluir inmediatamente de los cilindros superior e inferior. Esto resultará en una reducción inmediata del exceso de las presiones de poro y un incremento en las tensiones efectivas en los cilindros 1 y 5, etc. Como se muestra en la figura 16f, con el tiempo las isócronas de las presiones de poro se mueven hacia la derecha, y se trata de líneas discretas dado el número finito de pistones y válvulas. Con un número infinito de pistones, las isócronas serían líneas continuas (suaves) que representarían de forma precisa lo que ocurre físicamente con el tiempo en un depósito de suelo. En el centro de un estrato doblemente drenado, como es representado en las figuras 16d, e y f, se puede ver que el decremento en las presiones de poro inducidas, por ejemplo, en t_1 , es pequeño en comparación con el cambio en los extremos del estrato. Esto se debe a que la trayectoria

del drenaje en el centro del estrato es mayor que en los cilindros 1 y 5. Como resultado, toma más tiempo.

El flujo de agua hacia fuera de los cilindros está dado físicamente al gradiente i , el cual es igual a $h/l = (\Delta U / \rho_w g) / \Delta z$. La pendiente de las isócronas de la figura 16f es $\Delta U / \Delta z$. En el centro del estrato de arcilla, el flujo es cero porque el gradiente $\Delta U / \Delta z$ es cero. En los extremos el gradiente tiende a infinito y por esto el flujo es máximo en las superficies de drenaje.

El proceso recién descrito se llama consolidación. La cantidad de asentamiento que experimenta el sistema resorte-pistón (o estrato de arcilla) está directamente relacionado con cuánta agua ha sido expulsada de los cilindros. Cuánta agua ha sido expulsada y por ende el cambio en la relación de vacíos de la arcilla es directamente proporcional a la cantidad de exceso de presión de poro que ha sido disipado. Por esto, la tasa de asentamiento está directamente relacionada con la tasa de disipación de presión de poro. Lo que necesitamos para poder predecir la tasa de asentamiento de una fundación es una ecuación o teoría que prediga la presión de poro y el índice de vacíos en cualquier punto de tiempo y espacio en el estrato de arcilla que está siendo consolidado. Entonces el cambio del espesor o asentamiento del estrato después de un tiempo cualquiera de carga puede ser determinado integrando la ecuación sobre el espesor del estrato de arcilla. La teoría más utilizada en mecánica de suelos es unidimensional. Primero fue desarrollada por Terzaghi en 1920 y su derivación y solución son explicados en las siguientes secciones.²⁵

2.13 Teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi

En esta sección se presentará la ecuación de Terzaghi de consolidación unidimensional, y se discutirán algunos supuestos necesarios para derivar esta ecuación. Para poder ocupar esta teoría con confianza, es importante comprender los supuestos y por ende las limitaciones de ésta.

²⁵ Holtz, R. y Kovacs, W. (2010). Introduction to Geotechnical Engineering, segunda edición. Pearson

El estrato de suelo compresible se asume homogéneo y completamente saturado, y además el agua y los granos se consideran completamente incompresibles. El egreso de agua de los poros del suelo es gobernado por la Ley de Darcy y usualmente ambos, compresión y drenaje, son considerados unidimensionales. Usualmente el drenaje se produce en ambos extremos del estrato, pero también se puede asumir drenaje en uno de los dos extremos solamente. La teoría de Terzaghi es una teoría de pequeñas deformaciones, en la que la carga aplicada produce solo pequeñas deformaciones en el suelo; por esto el coeficiente de compresibilidad a_v y el coeficiente de permeabilidad k permanecen esencialmente constantes durante el proceso de consolidación. Si a_v es una constante sobre el incremento de carga aplicado, entonces existe una única relación entre el cambio de índices de vacío y el cambio en tensiones efectivas. Esto implica también, que no hay consolidación secundaria y si ésta ocurriese, no sería única la relación, por definición. Recordar que la consolidación secundaria es el cambio en el índice de vacíos a tensiones efectivas constantes.

La derivación de las ecuaciones de Terzaghi considera que el agua fluye a través de un elemento compresible diferencial de suelo. De la Ley de Darcy, sabemos que la cantidad de flujo depende del gradiente hidráulico y de la permeabilidad del suelo. El gradiente hidráulico que produce el flujo puede ser relacionado con el exceso de presiones de poro en el elemento por $U/\rho_w g$. Dado que el agua se asume incompresible, por continuidad el cambio de volumen en el elemento debe ser la diferencia del flujo que entra y el que sale, en un diferencial de tiempo dt . Esta parte de la ecuación puede ser escrita como.²⁶

$$\frac{-k \partial^2 u}{\rho_w g \partial z^2} dz dt \quad (2.4)$$

donde z es el espacio o profundidad variable en el elemento. El resto de los términos ha sido definido anteriormente. Se debe utilizar derivadas parciales debido a que u es función de la posición z y el tiempo t .

²⁶ Terzaghi, K. y Ralph B. (s/f). Mecánica de suelos en la ingeniería práctica, segunda edición

La otra parte de la ecuación se obtiene relacionando el cambio de volumen o el cambio en el índice de vacíos del esqueleto mineral con el cambio en las tensiones efectivas por medio del coeficiente de compresibilidad a_v , el cual se determina en el ensayo de consolidación. Del principio de tensiones efectivas, podemos igualar el cambio en tensiones efectivas al cambio de presiones de poro. Mientras las tensiones totales se mantengan constantes, a medida que el exceso de presiones de poro se disipa, existe un incremento en las tensiones efectivas, o $\Delta\sigma' = -\Delta u$. La ecuación se escribe como.

$$\frac{-a_v \partial u}{1+e_o} dt dz \quad (2.5)$$

Uniendo las dos partes, se obtiene.

$$\frac{-k \partial^2 u}{\rho_w g \partial z^2} dz dt = \frac{-a_v \partial u}{1+e_o} dt dz \quad (2.6)$$

Reordenando, se obtiene.

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.7)$$

Donde:

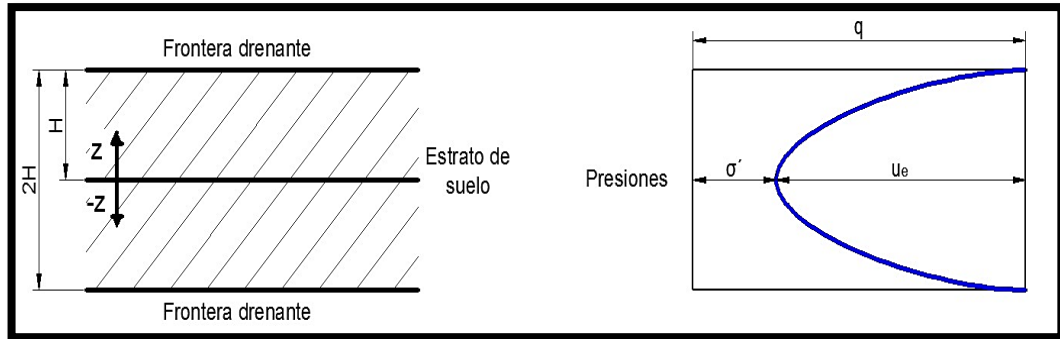
$$C_v = \frac{k(1+e_o)}{\rho_w g a_v} \quad (2.8)$$

El coeficiente C_v es llamado coeficiente de consolidación porque contiene las propiedades del material que gobiernan el proceso de consolidación. Si uno realiza un análisis dimensional de la ecuación (2.8), se ve que C_v tiene dimensiones de $L^2 T^{-1}$ o m^2 / s . La ecuación (2.7) es la ecuación de consolidación unidimensional de Terzaghi. Asimismo, se puede plantear la ecuación en tres dimensiones, pero en la mayoría de los casos de ingeniería se considera consolidación unidimensional. Básicamente, la ecuación es una forma de la ecuación de difusión de física matemática. Es necesario notar que C_v es llamado una constante cuando realmente no lo es, pero es necesario asumirlo, por ende,

se asume que a_v , k y e_0 son constantes, para hacer que la ecuación sea lineal y fácil de resolver.²⁷

Como toda ecuación diferencial para obtener una solución se deben considerar las condiciones de borde, por ejemplo, las planteadas en la Figura 17.

Figura 17. Condiciones de borde – Curva isócrona para $t = t_i$



Fuente: Gómez (2012)

- Condición inicial $t = 0 \rightarrow u_e = u_{oe} = q$ para $0 \leq z \leq H$
- Condición de frontera $\frac{\partial u_e}{\partial z} = 0$ en $z = 0$, $u_e = 0$ en $z = H$
- Condición final $t = \infty \rightarrow u_e = 0$ para $0 \leq z \leq H$

La solución de la ecuación está dada por:

$$\frac{u_e}{u_{oe}} = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} * \text{sen} \left(M \left(1 - \frac{z}{H} \right) \right) \exp (-M^2 T_v) \quad (2.9)$$

Donde (con $m = 1, 2, \dots, \infty$):

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1) \quad (2.10)$$

H = la longitud máxima de recorrido del agua.

$T = T_v$ = un factor adimensional denominado factor de tiempo vertical e igual a:

²⁷ Terzaghi, K. y Ralph B. (s/f). Mecánica de suelos en la ingeniería práctica, segunda edición

$$Tv = \frac{Cv*t}{H^2} \quad (2.11)$$

Además, se define el grado de consolidación de un elemento de suelo como:

$$Uv = \frac{e_o - e}{e_o - e_f} \quad (2.12)$$

Si se considera la existencia de una relación lineal e vs σ'_v , es posible expresar Uv en términos de presiones efectivas,

$$Uv = \frac{e_o - e}{e_o - e_f} = \frac{\sigma'_v - \sigma'_{vo}}{\sigma'_{vf} - \sigma'_{vo}} \quad (2.13)$$

Por lo tanto, el grado de consolidación o porcentaje de consolidación del suelo para una profundidad z y para un tiempo t se define como la relación entre la consolidación que ya ha ocurrido en ese lugar y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga impuesto. Se arriba a que la presión total σ_v es constante e igual a:

- Sin carga $\sigma_v = \rho_{sat}g(H - z) = \sigma'_v + u_h$
- Para $t=0$ $\sigma_v = q + \rho_{sat}g(H - z) = \sigma'_{vo} + u_h + u_{oe}$
- Para $t=t1$ $\sigma_v = q + \rho_{sat}g(H - z) = \sigma'_v + u_h + u_e$
- Para $t=\infty$ $\sigma_v = q + \rho_{sat}g(H - z) = \sigma'_{vf} + u_h$

Y se observa que varían las presiones neutras y efectivas correspondientes.

También puede escribirse al grado de consolidación, como el grado de disipación de la presión neutra

$$Uv = \frac{u_{oe} - u_e}{u_{oe}} = 1 - \left(\frac{u_e}{u_{oe}}\right) \quad (2.14)$$

Reemplazando la ecuación (2.27) en la ecuación (2.32)

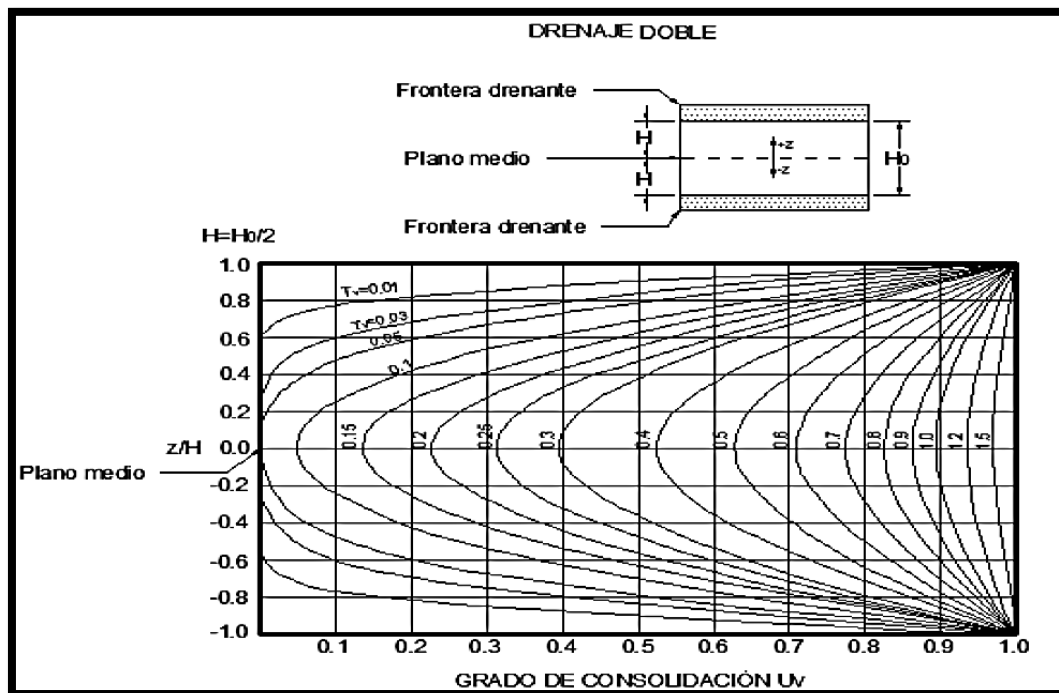
$$Uv = \frac{u_{oe} - u_e}{u_{oe}} = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} * \text{sen} \left(M \left(1 - \frac{z}{H} \right) \right) \exp(-M^2 Tv) \quad (2.15)$$

Con la expresión de U_v (Ecuación 2.15) obtenida es posible graficar las curvas que representan el grado de consolidación U_v en función de la profundidad expresada adimensionalmente (z/H) y en función del factor de tiempo T_v que también es adimensional. Analizando estas curvas que representa el grado de consolidación para a diferentes profundidades del estrato y por lo tanto se denominan isócronas, vemos que, para los instantes iniciales, solamente en los planos coincidentes con las fronteras de drenaje se ha completado la consolidación, y en aquellos planos más alejados de las fronteras, el grado de consolidación va disminuyendo hasta ser mínimo.

2.14 Grado de consolidación

Se define como grado de consolidación, a una profundidad z y a un tiempo t [U_z (%)], a la relación entre la consolidación ya existente a esa profundidad y la consolidación que habrá de producirse bajo la carga impuesta. Para efectos prácticos es mucho más sencillo y útil determinar, un grado de consolidación promedio para toda la capa.

Figura 18. Ábaco del grado de consolidación $U_v=f(z_v, T_v)$



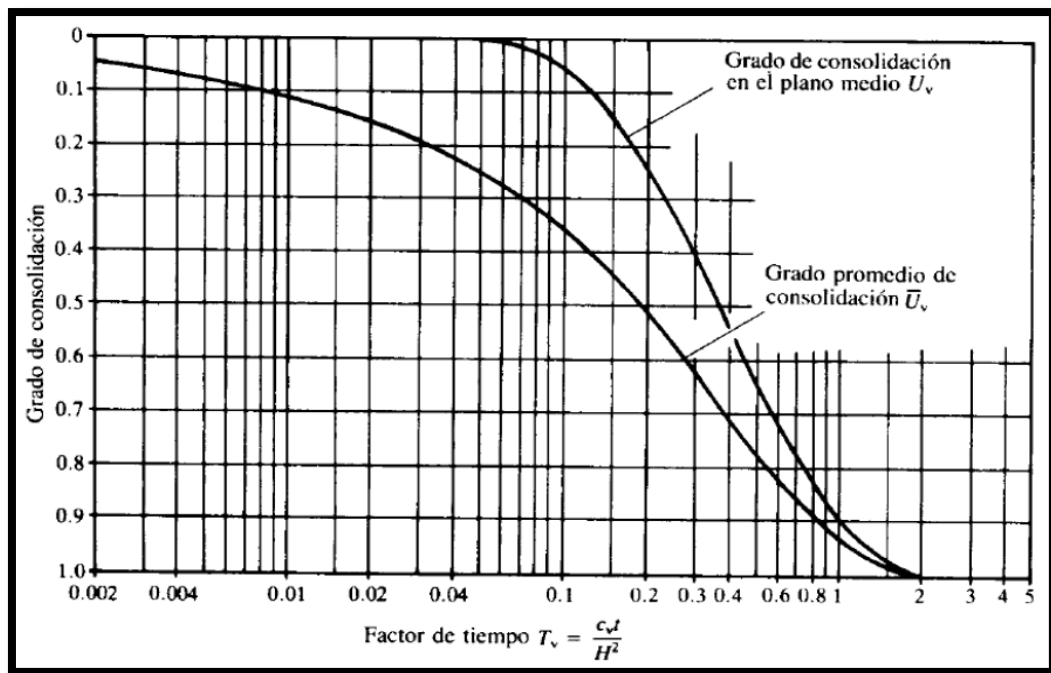
Fuente: Duque y Gonzalo Escobar (2016)

2.14.1 Grado de consolidación medio del estrato

Se define como el grado medio de consolidación [U (%)] de todo el estrato como la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en cierto tiempo y la consolidación total que habrá de producirse. Luego de la resolución de la ecuación se observa que el grado medio de consolidación depende de un número adimensional conocido como Factor tiempo (T_v).²⁸

$$T_v = \frac{c_v t}{H_d^2} = \frac{K(1+e)t}{(\gamma_w)avH_d^2} \quad (2.16)$$

Figura 19. Grados de consolidación en función del tiempo



Fuente: Duque y Gonzalo Escobar (2016)

El grado de consolidación o porcentaje de consolidación para un suelo de profundidad 'z' y para un tiempo 't' se define como la relación entre la consolidación que ya ha ocurrido en ese lugar y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga impuesto, llamado también como grado de disipación de la presión neutra.

²⁸ Escobar, D. y Gonzalo (2003). Manual de geología para ingenieros.

Tabla 8. Grados de consolidación en función del tiempo

| T | U (%) |
|----------|--------------|
| 0,001 | 0 |
| 0,008 | 10 |
| 0,031 | 20 |
| 0,071 | 30 |
| 0,126 | 40 |
| 0,197 | 50 |
| 0,287 | 60 |
| 0,405 | 70 |
| 0,565 | 80 |
| 0,848 | 90 |
| ∞ | 100 |

Fuente: Propia

2.15 Procedimiento del ensayo de laboratorio

El ensayo de consolidación se realizará a través de un consolidómetro donde es posible medir la deformación del suelo asociada a la aplicación de carga en suelos finos.

Figura 20. Consolidómetro del laboratorio de la U.A.J.M.S.



Fuente: Propia

- Se coloca una muestra imperturbada de 20 mm de altura y 50 mm de diámetro en un anillo indeformable.

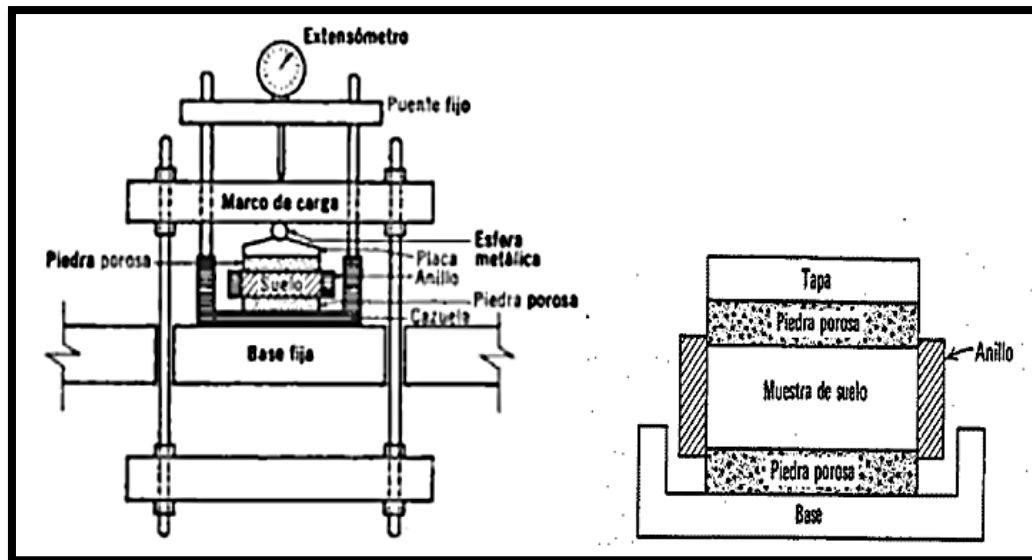
- La muestra se ubica sobre una de las piedras porosas que simulan las condiciones de drenaje.
- Dicha muestra se somete a cargas verticales (incrementos graduales).
- Este ensayo representa un estrato saturado.
- El problema se reduce a estudiar los esfuerzos y deformación.
- La deformación del suelo es registrada mediante extensómetros precisos.
- En primer lugar, toda la carga aplicada es recibida por la presión de poros.
- Luego de unos segundos, el agua comienza a salir de los vacíos.
- Como resultado la muestra se asienta.
- Se aplica varios incrementos de esfuerzos verticales durante el ensayo.
- Completado el proceso de carga se procede a la descarga y se toman las lecturas.
- Concluido el ensayo se determina el contenido de humedad final de la muestra.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir solo en dirección vertical. En este caso los estratos depositados tienen gran extensión horizontal, en comparación con su espesor. En la consolidación unidimensional por lo tanto en el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos.

Si eventualmente el anterior material depositado llega a subyacer en el lugar donde se construya una estructura y se observa el comportamiento anterior del suelo, podrá notarse que los estratos se comprimen aún más, bajo las nuevas cargas que se le comunican. El que los desplazamientos horizontales de la arcilla sean o no esencialmente nulos, dependerá de varios factores. Si el estrato de arena, grava o arcilla ocurre que la deformación lateral de la arcilla se restringe tanto que puede despreciarse, en comparación a los desplazamientos verticales.

Desde luego es cierto que en las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos en comparación con el tiempo en que le estrato real de la arcilla se considera bajo carga de la estructura. De hecho, en la aplicación de las teorías a la práctica de la mecánica de suelos, se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio, que en el mucho más lento que lugar en la naturaleza. Si este es el caso o no, no se sabe en la actualidad. Es posible que lo anterior sea uno de los factores que influyen en que los asentamientos predichos son mayores que los reales.²⁹

Figura 21. Consolidómetro de anillo flotante

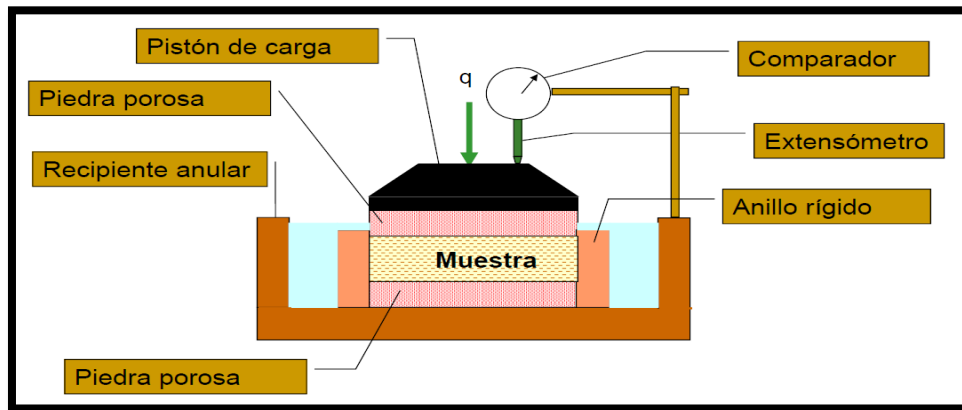


Fuente: Juárez Badillo (1973)

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro aplastado, es decir de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce que le proporcione un completo confinamiento lateral el anillo se coloca entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro.

²⁹ Badillo, J. y Rodríguez, R. (1973). Mecánica de suelos, Tomo I. Limusa

Figura 22. Colocación de muestra

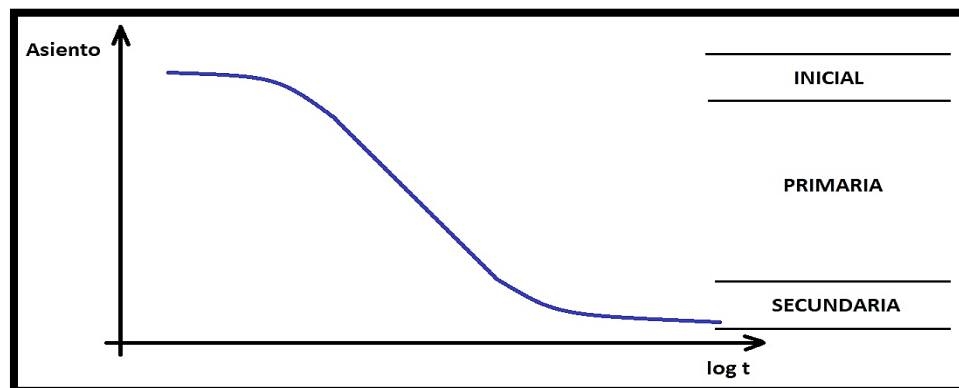


Fuente: Google imágenes

Por medio del marco de carga mostrado en la figura, se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil, permite llevar un riesgo de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un periodo de tiempo para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer las deformaciones a diferentes tiempos. Los datos de esta lectura se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro en escala natural.

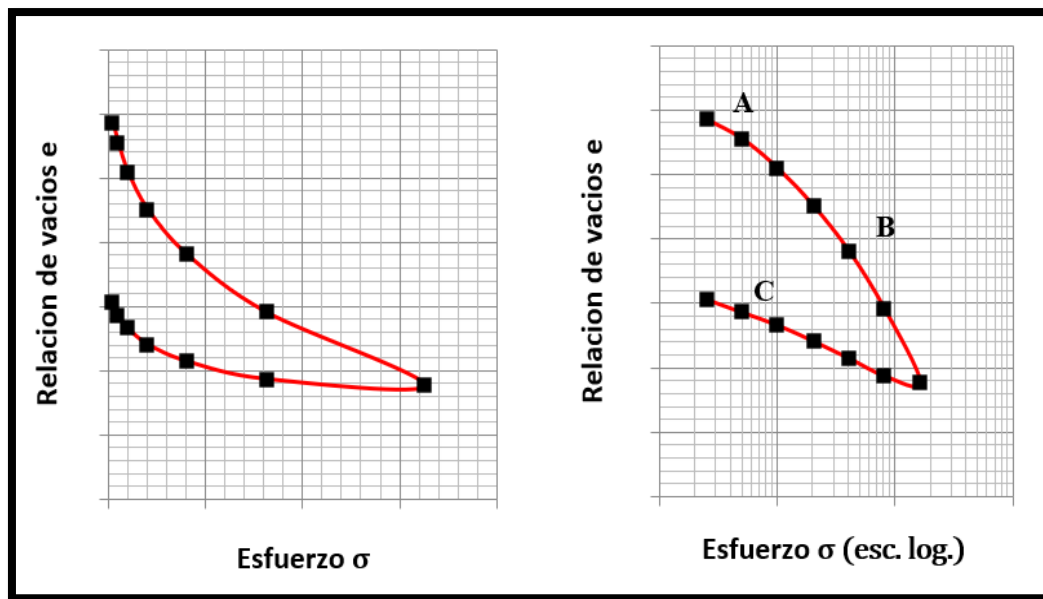
Figura 23. Curva de consolidación



Fuente: Juárez Badillo (1973)

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de relación de vacíos y otro de presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba una vez aplicados todos los incrementos de carga; se tienen valores para construir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica y en las ordenadas las correspondientes de e en escala natural.³⁰

Figura 24. Curva de compresibilidad en escala aritmética y semilogarítmica

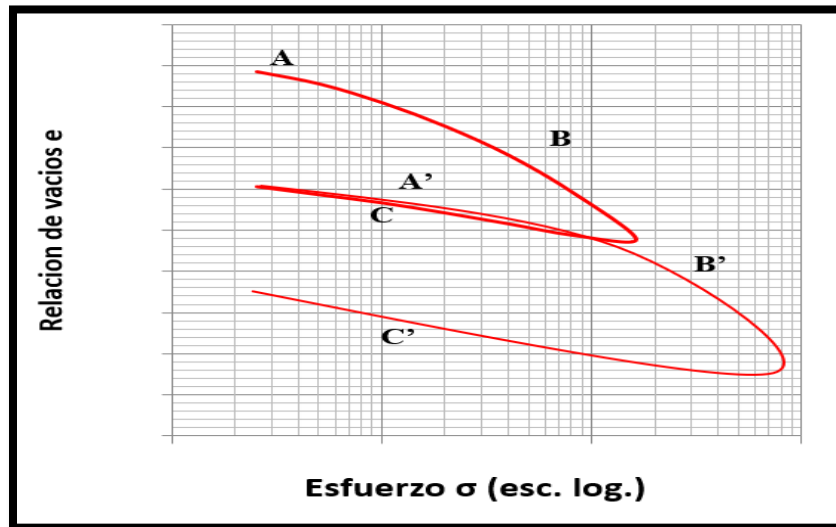


Fuente: Juárez Badillo (1973)

Considérese un experimento en el cual una muestra de arcilla se sujeta a un ciclo de carga y descarga, correspondiente a una prueba de consolidación y de inmediato una vez descargada, se vuelve a cargar a una presión mayor que la máxima alcanzada en el primer ciclo; finalmente la muestra vuelve a descargarse hasta retomar a la condición $\sigma=0$.

³⁰ Badillo, J. y Rodríguez, R. (1973). Mecánica de suelos, Tomo I. Limusa

Figura 25. Curva de compresibilidad en procesos consecutivos de carga



Fuente: Juárez Badillo (1973)

De la posición relativa de los tramos A', B' y C', del segundo ciclo de carga y descarga respecto a los A, B y C, del primer ciclo, puede concluirse que se produce un tramo de recompresión, tal como el A', cuando se está aplicando a la muestra de suelo presiones que está ya ha soportado en una época anterior, mientras que, en un tramo virgen, tal como B', resulta al aplicar a la muestra presiones nunca antes soportadas en C' resulta similar al tramo primeramente obtenido.

Cuando se somete una muestra de suelo natural a un solo ciclo de carga y descarga, como es usual en una prueba normal de consolidación unidimensional y se obtenga una gráfica del tipo que aparece en la gráfica, hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo A ya han sido aplicadas al suelo en otra época, mientras que aquellas correspondientes al tramo B, son de magnitud mayor que las soportadas anteriormente.³¹

2.15.1 Curva de compresibilidad

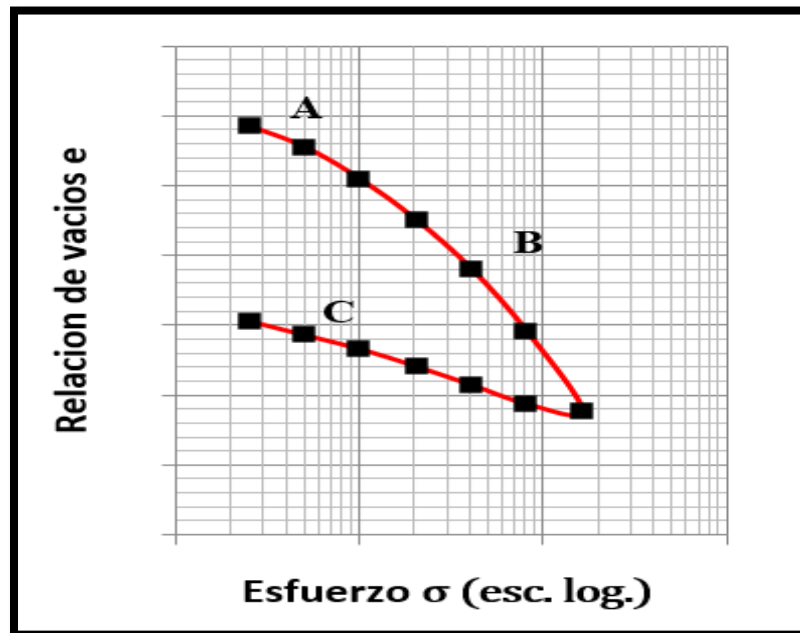
Llamada también curva esfuerzo/relación de vacíos, representa las relaciones entre los esfuerzos efectivos y la relación de vacíos de un suelo en un ensayo de consolidación.

³¹ Badillo, J. y Rodríguez, R. (1973). Mecánica de suelos, Tomo I. Limusa

Esta curva tiene una forma característica cuando se dibuja en un formato semilogarítmico en el que los esfuerzos se llevan a las abscisas en escala logarítmica, las diferentes partes de la curva y sus extensiones han sido denominadas, por varios autores, como compresión virgen, expansión, rebote, recompresión y otros nombres descriptivos.

Se obtiene una curva de compresibilidad para una prueba de consolidación completa. Estas representan la relación entre e y σ .

Figura 26. Curva de compresibilidad



Fuente: Juárez Badillo (1973)

- El tramo A de la curva suele llamarse tramo de recompresión. Está asociada con las cargas que el suelo ya ha soportado en eras geológicas previas.
- El tramo B es generalmente recto y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba. Se la conoce como tramo virgen_está relacionado con las cargas que el suelo no ha recibido.
- El tramo C se lo conoce como tramo de descarga. El suelo se sujeta a cargas decrecientes más nunca regresa a la relación de vacíos inicial

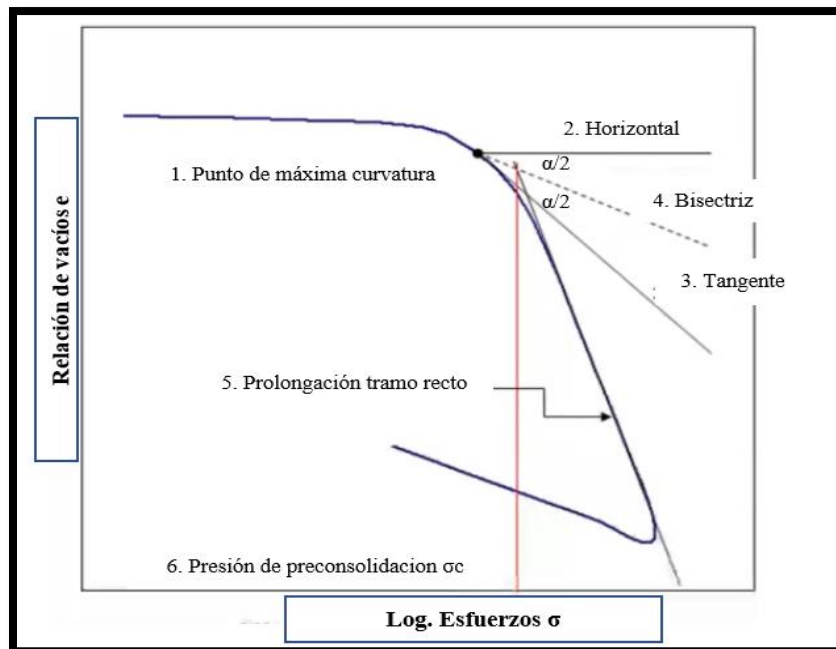
2.15.2 Esfuerzo crítico o de preconsolidación (σ_c)

El esfuerzo de preconsolidación (σ_c) se refiere al esfuerzo de la curva de compresibilidad que marca el límite entre el tramo de recompresión y el tramo virgen.

En otras palabras (σ_c) él puede verse como el máximo esfuerzo que es capaz de recibir el suelo antes de sufrir grandes cambios de volumen. Es la máxima carga o presión efectiva a la cual ha sido sometido un suelo durante su historia geológica.

El esfuerzo de preconsolidación (σ_c) es significativamente importante dado que permite clasificar el suelo en términos de su grado de consolidación. Este esfuerzo puede hallarse en la curva de compresibilidad trazada en escala semilogarítmica mediante el método gráfico propuesto por Casagrande (1936).

Figura 27. Método gráfico de Casagrande para hallar σ_c



Fuente: Gómez (2012)

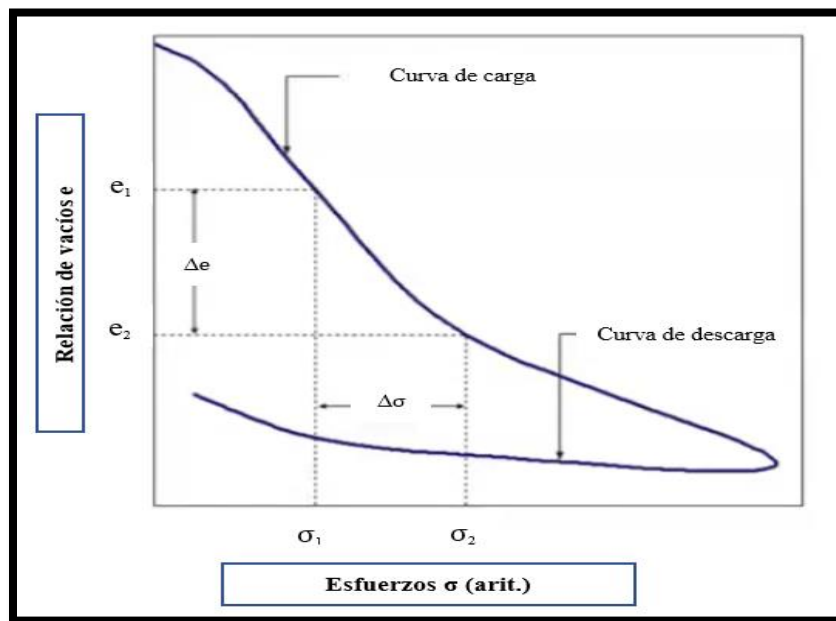
1. Se localiza el punto de máxima curvatura sobre la curva de compresibilidad.
2. Se traza una horizontal por el punto de máxima curvatura.
3. Se traza una tangente a la curva de compresibilidad por el punto de máxima curvatura.

4. Se traza una bisectriz al ángulo formado por la horizontal y la tangente.
5. Se prolonga el tramo recto final de la curva de compresibilidad hasta interceptar a la bisectriz.
6. Se lee el valor de σ_c como la abscisa correspondiente a la intersección de la bisectriz y la prolongación del tramo recto final.³²

2.15.3 Coeficiente de compresibilidad (a_v)

El coeficiente de compresibilidad representa, en módulo, la pendiente de la curva de compresibilidad, en escala aritmética (natural), variable con el nivel de esfuerzos en el punto de que se trate. El valor (a_v) depende de la presión actuante sobre el suelo y no es una constante del mismo. Físicamente, el coeficiente de compresibilidad mide la razón de variación de la relación de vacíos con la presión; un (a_v) alto caracteriza a un suelo muy compresible, mientras uno bajo es propio de un suelo no susceptible de grandes cambios de volumen.

Figura 28. Gráfica de cálculo de a_v



Fuente: Gómez (2012)

³² Gómez, E. (2012). Mecánica de suelos.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = \frac{e_2 - e_1}{\sigma_2 - \sigma_1} \quad (2.17)$$

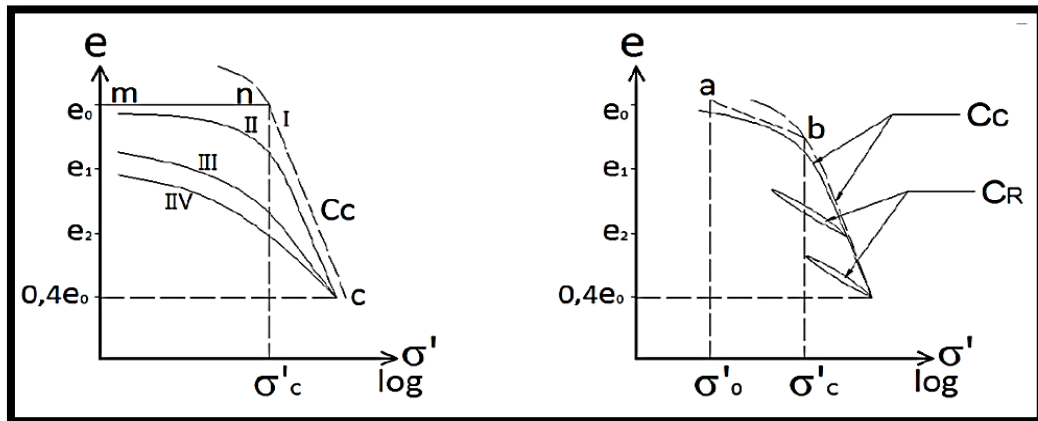
La relación dista bastante de ser lineal. El a_v será variada con la magnitud del esfuerzo y será válido para un rango de esfuerzos entre dos valores escogidos de forma arbitraria.

2.15.4 Índice de compresión (Cc) y recompresión (Ce)

Los índices de compresión y recompresión se refieren a las pendientes de la curva de compresibilidad en escala semilogarítmica en el tramo recto final del proceso de carga y en el tramo de descarga respectivamente. Estos se calculan corrigiendo la curva de compresibilidad obtenida en laboratorio para obtener la de campo, de acuerdo con la metodología propuesta por Schmertmann (1955), este procedimiento defiere cuando se trata de arcillas normalmente consolidadas (NC) y sobreconsolidadas (SC).

En arcillas NC solo interesa el proceso de carga, mientras que en las arcillas SC interesa tanto el proceso de carga como descarga.³³

Figura 29. Curvas relación de vacíos vs esfuerzo



Fuente: Duque y Gonzalo Escobar (2016)

³³ Escobar, D. y Gonzalo (2003). Manual de geología para ingenieros.

$$C = \frac{(e_1 - e_2)}{\log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)} = \frac{\Delta e}{\Delta \log P} \quad (2.18)$$

Dependiendo del tramo seleccionado, se estará obteniendo CC o CR.

Las curvas I, II, III y IV convergen en c , punto para el cual $e = 0,4e_0$. También, después de cada ciclo de carga–descarga la trayectoria continúa por el “tramo virgen” con pendiente (Cc). Las condiciones reales en el campo permitirán determinar si el suelo estará con σ'_{REAL} o σ'_c .

2.15.5 Módulo de compresibilidad volumétrico (m_v)

Se le conoce también como modulo edométrico. Este se obtiene de dividir a_v por la magnitud $1+e_0$, donde e_0 representa la relación de vacíos antes de sufrir el proceso de consolidación bajo un incremento de carga dado.

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_0} \quad (2.19)$$

M_v tiene unidades de (L^2/F) donde L y F representan longitud y fuerza.

Dado que a_v representa la pendiente de la curva de compresibilidad, y esta es negativa, m_v debe darse en valor absoluto. En la práctica, la relación entre el esfuerzo vertical efectivo y la relación de vacíos es ligeramente no lineal. El coeficiente de compresibilidad se interpreta entonces como la pendiente de la cuerda en un rango determinado de esfuerzos efectivos, y por tanto m_v se calcula para cualquier incremento de carga en particular. El coeficiente de compresibilidad volumétrica disminuye a medida que el esfuerzo efectivo aumenta. Para el rango de esfuerzos efectivos que se encuentran a menudo en la práctica de la ingeniería, los valores de m_v para los suelos arcillosos tienden a estar comprendidos en el rango de 0,001 y 0,0001 m^2/KN .

2.16 Tiempo para un porcentaje de consolidación

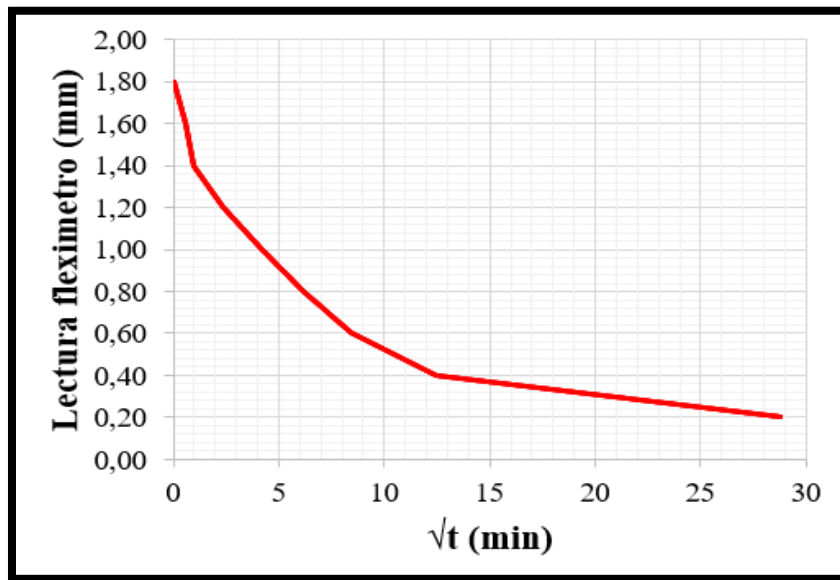
Con base en las curvas de consolidación se puede determinar el tiempo (t) en el que se produce un determinado porcentaje de la consolidación. Para el cálculo de los tiempos existen dos metodologías diferentes, una desarrollada por Casagrande que permite

calcular el tiempo al 50 % de la consolidación y otra por Taylor que permite calcular el tiempo al 90 % de la consolidación.

2.16.1 Método de Taylor

Taylor propuso un método para obtener el tiempo de consolidación, para un porcentaje de consolidación del 90%, a partir de la curva Deformación- \sqrt{t} , correspondiente al escalón de carga que represente la situación in situ. Determinado ese tiempo de consolidación, puede luego estimarse el coeficiente de consolidación, utilizando la ecuación de coeficiente de consolidación C_v .

Figura 30. Curva deformación vs raíz del tiempo

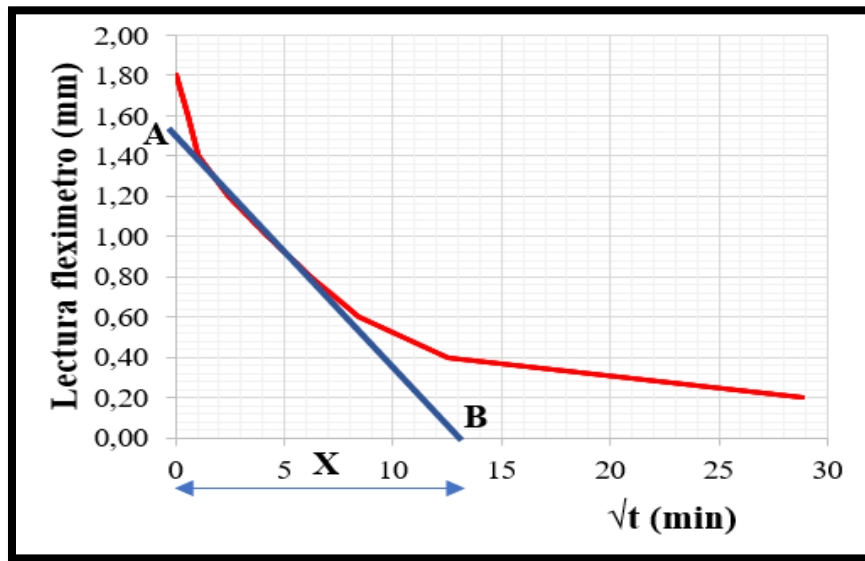


Fuente: Propia

Para obtener el tiempo correspondiente al 90% de la consolidación, a partir de la gráfica de Deformación vs \sqrt{t} se procede de la siguiente manera:

1. Dibujar la línea recta que mejor se ajuste a la curva extendiéndose hasta intersectar ambos ejes, despreciando los primeros puntos que corresponden al acomodamiento de la probeta y del sistema de aplicación de la carga. Llamamos A al punto de intersección con el eje de las deformaciones, es decir representa el 0% de la consolidación, y B al punto de intersección con el eje de \sqrt{t} .

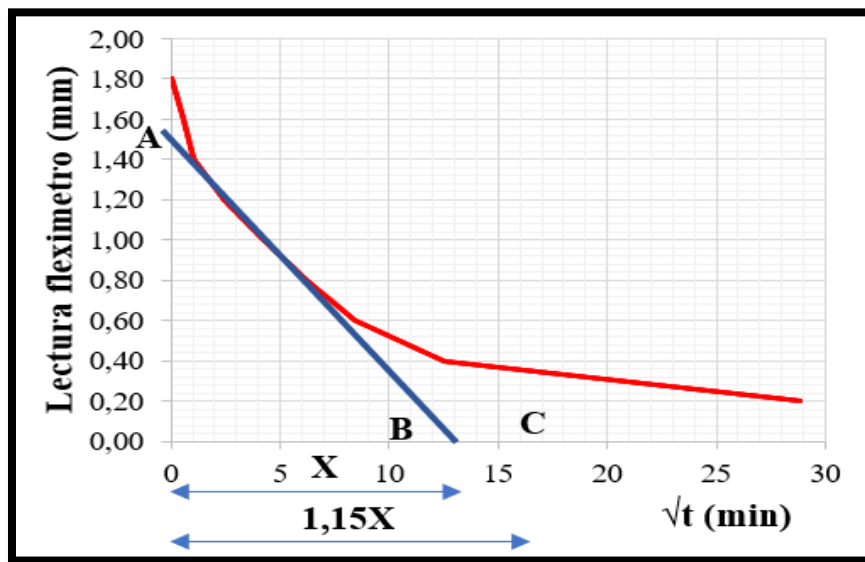
Figura 31. Paso 1 – método de Taylor



Fuente: Propia

- Denominando x a la distancia sobre el eje de la raíz del tiempo, entre el origen y el punto B, buscamos el punto C, de abscisa igual a 1,15 veces X .

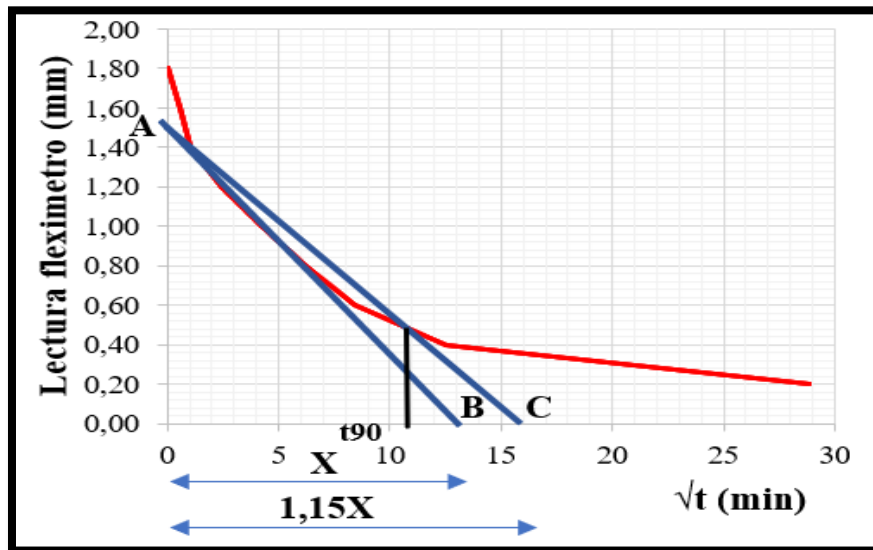
Figura 32. Paso 2 – método de Taylor



Fuente: Propia

- Trazar la recta AC. El punto donde AC interseca a la curva de consolidación, tiene como abscisa la raíz del tiempo al cual ocurre el 90% de la consolidación (t_{90}).

Figura 33. Paso 3 – método de Taylor



Fuente: Propia

4. Con t_{90} calculado y el factor tiempo T_{90} obtenido de las curvas teóricas según el drenaje de la muestra en laboratorio para un grado de consolidación del 90%, se obtiene el coeficiente de consolidación C_v .

D_0 , D_{50} , D_{100} serán las deformaciones correspondientes al 0 %, 50 % y 100 % de consolidación. Se pueden hallar entonces a partir del tiempo del 90 % de consolidación.

D_0 = Inicio de curva por Taylor

$$D_{50} = \frac{D_0 + D_{100}}{2} \quad (2.20)$$

D_{90} = Encontrado por el método de Taylor

$$D_{100} = D_0 + \frac{10}{9}(D_{90} - D_0) \quad (2.21)$$

2.16.2 Cálculo del coeficiente de consolidación (C_v)

A partir de los tiempos calculados para obtener un grado de consolidación específico (t), es posible calcular el coeficiente de consolidación (C_v), así:

$$C_v = \frac{T_v H_d^2}{t} \left(\frac{L^2}{T} \right) \quad (2.22)$$

Para $U_z=50\%$:

$$C_v = \frac{T_{v(50)}H_d^2}{t_{50}} = \frac{0.197*H_d^2}{t_{50}} \quad (2.23)$$

Para $U_z=90\%$:

$$C_v = \frac{T_{v(90)}H_d^2}{t_{90}} = \frac{0.848*H_d^2}{t_{90}} \quad (2.24)$$

Donde:

C_v = Coeficiente de consolidación

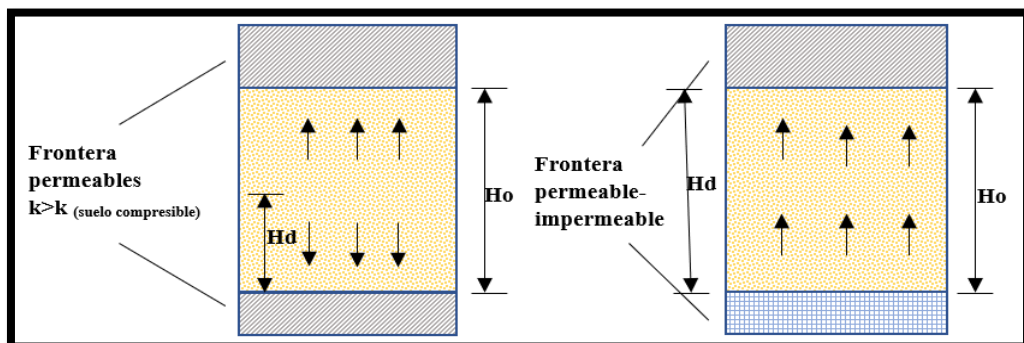
t = Tiempo para el cual ocurre el porcentaje de consolidación

T_v = Factor de tiempo para el % de consolidación obtenido de la curva teórica

H_d = Altura de drenaje

La altura H_d , es la máxima distancia que una molécula de agua debe recorrer para salir del estrato compresible, es uno de los parámetros más importantes de la velocidad con la que ocurre la consolidación. En general, el ensayo se realiza permitiendo el drenaje por ambas caras de la muestra de manera de acelerar los tiempos de consolidación, por lo que H_d es la mitad de la altura de la muestra en ese escalón de carga.

Figura 34. Altura de drenaje

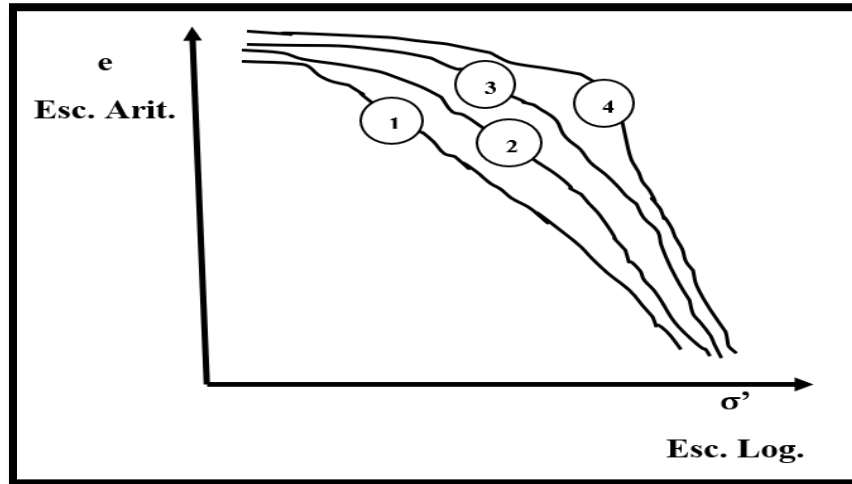


Fuente: Coduto (2011)

2.17 Efecto de alteración de la muestra de arcilla

A manera de experimento Schmertmann trabajó con muestras de suelo alterándolas de distintos modos, varias veces, para analizar en que se diferenciaban muestras alteradas de las inalteradas al hacer en el ensayo y en las curvas de compresibilidad encontró las siguientes diferencias según el grado de alteración de las muestras:

Figura 35. Curva e vs $\log \sigma$ según el grado de alteración de las muestras³⁴



Fuente: Duque y Gonzalo Escobar (2016)

1. Muestras completamente remodeladas
2. Muestra disturbada (alterada parcialmente)
3. Muestra inalterada
4. Muestra inalterada

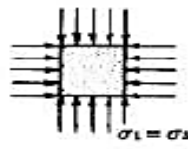
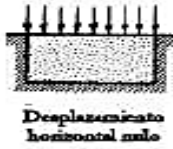
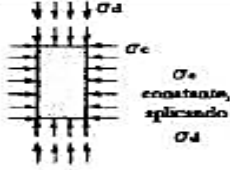
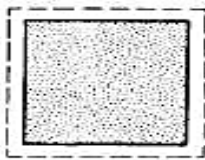
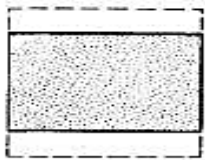
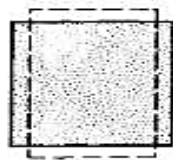
2.18 Relaciones tensión-deformación para la consolidación

Si el suelo fuera isótropo y linealmente elástico sería posible determinar las constantes elástica E (módulo de Young) y (coeficiente de Poisson) a partir de una sencilla prueba, utilizando estas constantes para calcular la relación entre esfuerzos y deformaciones para otros tipos de pruebas. Sin embargo, este método tan sencillo no suele ser aplicable a los suelos. De aquí que se utilicen diferentes pruebas, cada una de las cuales es apropiada para estudiar el comportamiento esfuerzo-deformación bajo un tipo de carga específico. Las

³⁴ Juan Carlos Montero, Apuntes Mecánica de Suelos II, Facultad Ingeniería, Escuela Civil, 2010

relaciones esfuerzo deformación para la consolidación primaria unidireccional pueden estudiarse a partir de los ensayos de compresión confinada o consolidación. En éstos una muestra es sometida a una carga incremental por escalones y se mide progresivamente la deformación. Para cada escalón de carga puede graficarse la deformación (representada por las lecturas de un flexómetro) en función del tiempo.

Figura 36. Comparación entre distintas pruebas de laboratorio

| Ensayo | Compresión isotrópica | Compresión confinada | Compresión triaxial |
|---------------------|--|--|--|
| Condiciones básicas |  $\sigma_1 = \sigma_3$ |  Desplazamiento horizontal nulo |  σ_c constante, aplicado σ_d |
| Tipo de deformación | Volumétrica  | Volumétrica principalmente aunque con alguna distorsión  | Distorsión y volumétrica  |

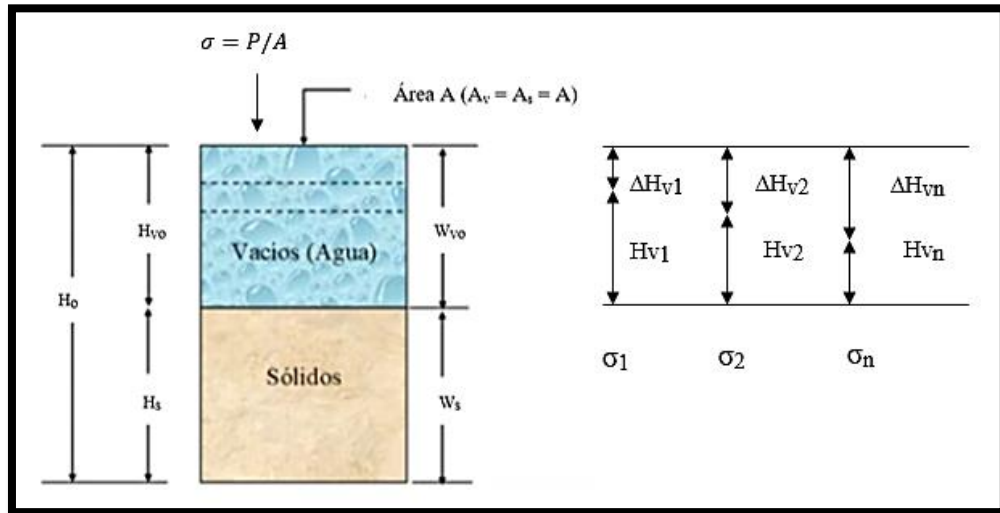
Fuente: Lambe y Whitman (1967)

Se describen las características principales del equipo y modo operativo para realizar estas pruebas. Para obtener buenos resultados se precisa una cuidadosa técnica y la máxima atención a los detalles operativos. Lambe (1951) ha descrito con detalle el equipo y método a utilizar.

2.19 Variación de relación de vacíos con esfuerzos

En una muestra de suelos, la altura de esta (H_o) es igual a la suma de la altura de sólidos (H_s) y vacíos (H_{vo}).

Figura 37. Muestra de suelo en un ensayo de consolidación



Fuente: Gómez (2012)

Para calcular las relaciones de vacíos con las que queda la muestra al aplicar cada incremento de carga, se calcula primero H_s y H_{vo} .

$$G_S = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{A_s H_s \gamma_w} \quad H_S = \frac{W_s}{G_S H_s \gamma_w} \quad (2.25)$$

$$H_{vo} = H_o - H_s \quad (2.26)$$

Determinando e_o :

$$e_o = \frac{V_{vo}}{V_s} = \frac{H_{vo} A_o}{H_s A_s} = \frac{H_{vo} A}{H_s A} = \frac{H_{vo}}{H_s} \quad (2.27)$$

De esta manera para cada σ :

$$\sigma \rightarrow e_1 = \frac{H_{v1}}{H_s} = \frac{H_{vo} - \Delta H_{v1}}{H_s} = e_o - \frac{\Delta H_{v1}}{H_s} \quad (2.28)$$

$$\sigma \rightarrow e_n = \frac{H_{vn}}{H_s} = \frac{H_{vo} - \Delta H_{vn}}{H_s} = e_o - \frac{\Delta H_{vn}}{H_s} \quad (2.29)$$

2.19.1 Relaciones de vacíos y porosidad

La proporción de vacíos en un elemento de suelo se expresa en función de la Relación de Vacíos, Razón de vacíos o Índice de Poros, denotada con **e**, o en función de la Porosidad, denotada con **n**.

Estas propiedades se definen de la siguiente manera:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.30)$$

$$n = \frac{V_v}{V_t} \quad (2.31)$$

Ambas propiedades, **e** y **n** son parámetros adimensionales, y con frecuencia **n** se expresa en porcentaje. Como se observa, **e** vincula el volumen de vacíos con una magnitud constante, para un determinado tipo de suelo, en el tiempo; en tanto **n** lo hace con un valor que varía en el tiempo (por cargas, desecamiento, o humectación). Estas dos relaciones se pueden vincular de la siguiente manera:

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (2.32)$$

2.20 Consideraciones fundamentales sobre consolidación

Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro del agua aumenta repentinamente.

En suelos arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento en la presión de poro de agua se lleva inmediatamente debido a eso el asentamiento es inmediato y la consolidación se efectúan simultáneamente.

En suelos arcillosos que tienen baja permeabilidad, el asentamiento por consolidación depende del tiempo.

2.21 Definición conceptos relevantes

A continuación, se describen criterios más sobresalientes del marco teórico, los cuales resaltan el proceso de la consolidación.

2.21.1 Propiedades del suelo

El suelo es una mezcla de materiales sólidos, líquidos (agua) y gaseosos (aire). La adecuada relación entre estos componentes determina la capacidad de hacer crecer las plantas y la disponibilidad de suficientes nutrientes para ellas. La proporción de los componentes determina una serie de propiedades que se conocen como propiedades físicas o mecánicas del suelo: textura, estructura, color, permeabilidad, porosidad, drenaje, consistencia, profundidad efectiva.

2.21.2 Esfuerzo de consolidación

Es la máxima presión de sobrecarga efectiva a la que la muestra de suelo estuvo sometida en el pasado.

2.21.3 Deformaciones por consolidación

Es el proceso natural de la deposición, los suelos de grano fino, como limos y arcillas, quedan sometidos a un proceso de consolidación, en el cual el agua entre las partículas va siendo expulsada por el peso de las capas que se depositan por encima. Después de un periodo (que puede ser de un considerable número de años) se alcanzan un estado de equilibrio y la compresión termina. Se dice entonces que un suelo está totalmente consolidado cuando su volumen permanece constante bajo la acción de un estado de esfuerzo constante. Un suelo normalmente consolidado es aquel en el cual las condiciones actuales corresponden a su presión de consolidación final o extrema. Cuando un suelo está sometido a una sobrecarga que es inferior a la presión extrema de consolidación que existió en algún momento del pasado, se dice que está preconsolidado; esto sucede, por ejemplo, en el caso de suelos consolidados bajo acción de una capa de hielo que ya no existe.

2.21.4 Tiempo de consolidación

Dependiendo del material la consolidación puede variar entre un proceso en segundos (como la arena) o un proceso que dure décadas como la arcilla debido a la diferencia de conductividad hidráulica. A partir de la diferencia en el tiempo de la consolidación, podemos hablar de consolidación primaria (duración de meses o unos pocos años) y consolidación secundaria (décadas o cientos de años).

2.22 Marco Normativo

- Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de suelo.
- Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D422, AASHTO T88).
- Análisis granulométrico por medio del hidrómetro (ASTM D422).
- Determinación del límite líquido de los suelos (ASTM D4318, AASHTO T89)
- Determinación del límite plástico e índice de plasticidad (ASTM D4318, AASHTO T90).
- Determinación del peso específico de los suelos (ASTM D854, AASHTO T100).
- Determinación del contenido orgánico en suelos mediante pérdida por ignición (ASSTHO T267).
- Consolidación unidimensional de los suelos (ASTM D2435, AASHTO T216).

CAPÍTULO III

APLICACIÓN PRÁCTICA

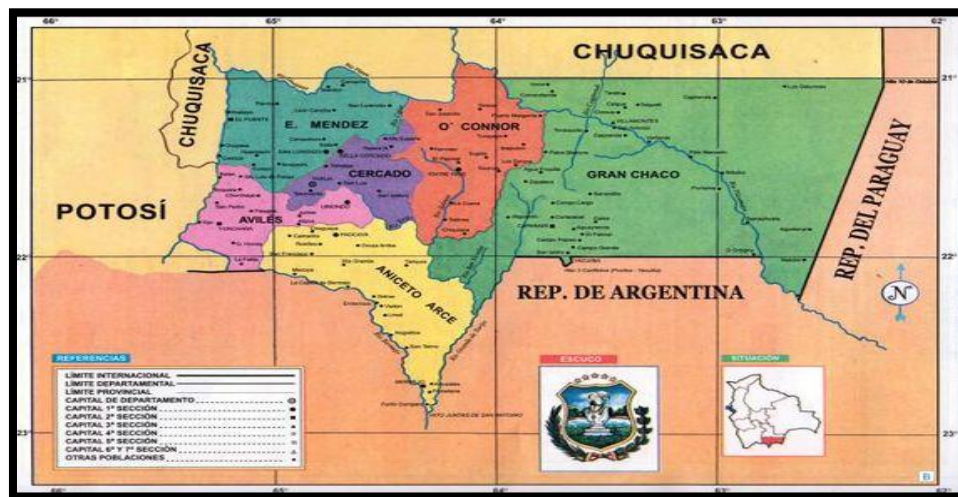
CAPÍTULO III

APLICACIÓN PRÁCTICA

3.1 Ubicación del proyecto

Tarija ciudad fundada con el nombre de Villa de San Bernardo de la Frontera de Tarixa, es un municipio y una ciudad localizada al sur de Bolivia. Se encuentra ubicada en los valles bajos entre el río Nuevo Guadalquivir a 1834 msnm. Está ubicado al extremo sureste del país, limitando al este con la República del Paraguay al sur con la República Argentina, limita al norte y noroeste con el departamento de Chuquisaca, al suroeste con el departamento de Potosí.³⁵

Figura 38. Departamento de Tarija-Geografía



Fuente: Google imágenes

3.1.1 Características de la zona de estudio

El área en estudio de esta investigación, se encuentra ubicado en el departamento de Tarija ubicada al sur del país de Bolivia, más específicamente en plena capital del departamento de Tarija que conlleva su mismo nombre (Tarija), perteneciente a la provincia cercado, el muestreo se realizó en tres zonas o barrios nuevos de la ciudad en mención los cuales son: barrio Torrecillas, barrio San Blas y el barrio La Torre.

³⁵ <https://es.wikipedia.org/wiki/Tarija>

Figura 39. Ubicación de las zonas de estudio



Fuente: Google Earth

3.2 Zonas de muestreo

Barrio Torrecillas.

Barrio nuevo de Tarija Cercado ubicada en el distrito 10, limita al sur con barrio El Portillo, en el norte con San Jorge II y al oeste con el barrio Temporal, su acceso se encuentra sobre la ruta nacional 1 carretera a Bermejo a unos 35 minutos del centro de la ciudad de Tarija.

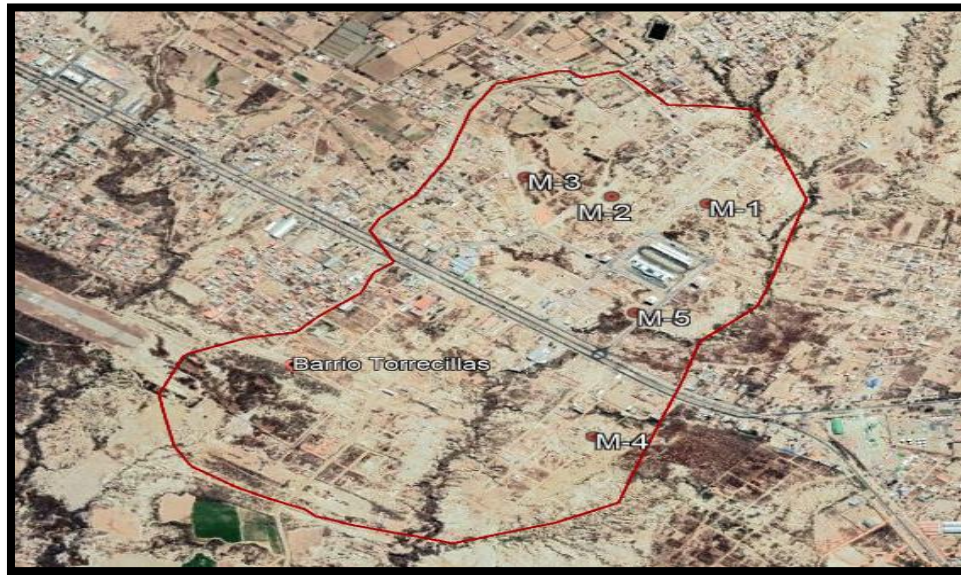
Ubicación de las muestras.

Tabla 9. Coordenadas de las muestras de Torrecillas

| Coordenadas UTM | | | |
|-----------------|------|-----------------|------------------|
| Muestras | Zona | Coordenada Este | Coordenada Norte |
| M-1 | 20K | 326791,00 m E | 7615222,00 m S |
| M-2 | 20K | 326506,00 m E | 7615253,00 m S |
| M-3 | 20K | 326250,00 m E | 7615341,00 m S |
| M-4 | 20K | 326465,00 m E | 7614137,00 m S |
| M-5 | 20K | 326582,00 m E | 7614713,00 m S |

Fuente: Propia

Figura 40. Ubicación barrio Torrecillas



Fuente: Google Earth

Zona San Blas.

Barrio antiguo de la ciudad de Tarija Cercado ubicada en distrito 12, limita al norte con el barrio Luis de Fuentes, en el sur con el barrio El Tejar, al este con el barrio German Busch y al oeste con el barrio Tablada Grande; su acceso se encuentra sobre la avenida la Banda, cruce del puente Bolivar y la carretera que va a San Jacinto a unos 5 minutos del centro de la ciudad.

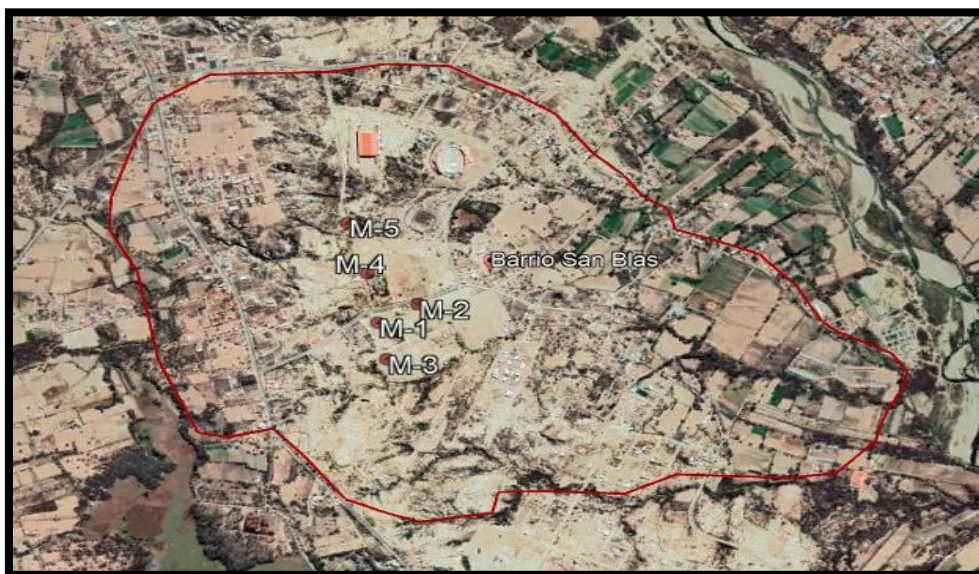
Ubicación de las muestras.

Tabla 10. Coordenadas de las muestras de San Blas

| Coordenadas UTM | | | |
|------------------------|-------------|------------------------|-------------------------|
| Muestras | Zona | Coordenada Este | Coordenada Norte |
| M-1 | 20K | 321321,00 m E | 7613831,00 m S |
| M-2 | 20K | 321450,00 m E | 7613908,00 m S |
| M-3 | 20K | 321351,00 m E | 7613683,00 m S |
| M-4 | 20K | 321284,00 m E | 7614033,00 m S |
| M-5 | 20K | 321219,00 m E | 7614236,00 m S |

Fuente: Propia

Figura 41. Ubicación barrio San Blas



Fuente: Google Earth

Zona La Torre.

Barrio nuevo de la ciudad de Tarija ubicada en el distrito 6, limita al norte con el barrio Obrajes, en el sur con el barrio La Unión, en el este con el barrio Los Olivos y al oeste con el barrio Los Parrales; su acceso se encuentra sobre la carretera que une Tarija con San Lorenzo a unos 15 min del centro de la ciudad.

Ubicación de las muestras.

Tabla 11. Coordenadas de las muestras de La Torre

| Coordenadas UTM | | | |
|------------------------|-------------|------------------------|-------------------------|
| Muestras | Zona | Coordenada Este | Coordenada Norte |
| M-1 | 20K | 318291,47 m E | 7621063,15 m S |
| M-2 | 20K | 318270,59 m E | 7621105,45 m S |
| M-3 | 20K | 318443,78 m E | 7620643,58 m S |
| M-4 | 20K | 318383,66 m E | 7620641,28 m S |
| M-5 | 20K | 318325,83 m E | 7620637,70 m S |

Fuente: Propia

Figura 42. Ubicación barrio La Torre



Fuente: Google Earth

3.3 Justificación de las zonas de estudio

Teniendo en presente proyecto “Análisis de los efectos que tienen los ciclos de saturación al grado de consolidación uniaxial”, el desarrollo de su estudio fue empleado para tres zonas seccionadas en la ciudad de Tarija como ser: Torrecillas, San Blas y La Torre; debe decirse que la motivación para su selección radica en la escasez de datos y ensayos que realizaron en sus suelos para el crecimiento de su desarrollo urbano, para ello se tomaron dos aspectos importantes de justificación uno técnico y otro social.

-Justificación técnica. – Nombraremos las razones importantes para su selección: zonas de fácil acceso, zonas que contengan menor cantidad de materia orgánica $\leq 10\%$, suelos finos que pasen el 100% la malla N°4, con porcentaje que pasa la malla N°200 $> 50\%$, limite liquido $< 50\%$, índice de plasticidad > 7 , índice de grupo máx. 16, peso específico relativo de (2,68-2,78), arcillas inorgánicas consideradas de baja a mediana compresibilidad, que se encuentren por encima del nivel freático, humedades menor al optimo (15), suelos que no hayan sufrido de erosión, suelos vírgenes que no hayan sido productos de alguna estabilización o contaminación y zonas que cuenten con desmonte por maquinaria.

-Justificación social. - A raíz de dicha necesidad, este proyecto se justifica desde los procesos que deben ser mejorados en términos del uso del suelo, aspectos importantes a considerar para el desarrollo social y urbanístico en la construcción de viviendas tanto de propiedad privada como social, construcción de edificios de hotelería y comercio, centros de educación y salud entre otros y para ello se proporcionara datos de esfuerzo-deformación del suelo y la velocidad con estos se producen que son aspectos muy importantes a considerar para el cálculo y construcción de los cimientos de estas estructuras al fundarse sobre suelos arcillosos en presencia de nivel freático y así poder brindar seguridad y estabilidad a la estructura y por consiguiente uso y duración de las mismas; se brindara datos de grado de expansión y deformación del suelo para mejorar la estabilidad y duración en la construcción de calles, avenidas y obras de arte en terraplenes brindando seguridad al drenaje de agua y selección de espesor de capas de base, subbase y rodadura al contemplar el asiento del material arcilloso sobre el cual se está construyendo, como así también lograr la estabilidad en muros de contención al estar en presencia de taludes de arcilla que presenten asientos o deslizamientos .

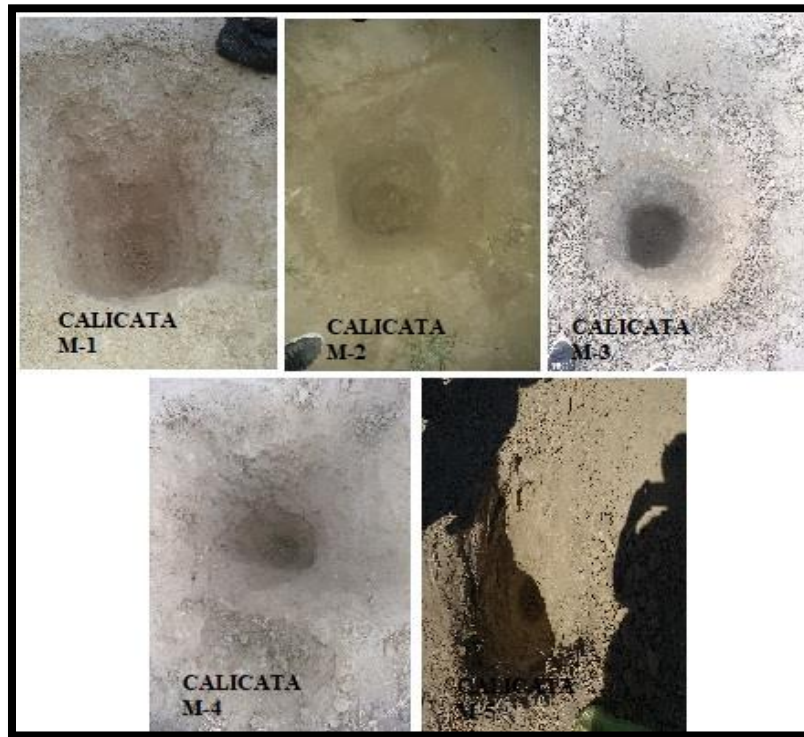
3.4 Toma de muestras del suelo

En este método se describe la forma de obtener muestras de suelos cohesivos que conserven la estructura y humedad que tienen en su estado natural, cuando pueden tomarse superficialmente o de una profundidad a la que se llega por excavación a cielo abierto o de una galería, las dimensiones, forma y demás características de las muestras inalteradas, dependen del tipo de ensayo al cual van a estar sometidas.

3.4.1 Extracción de muestras mediante calicatas

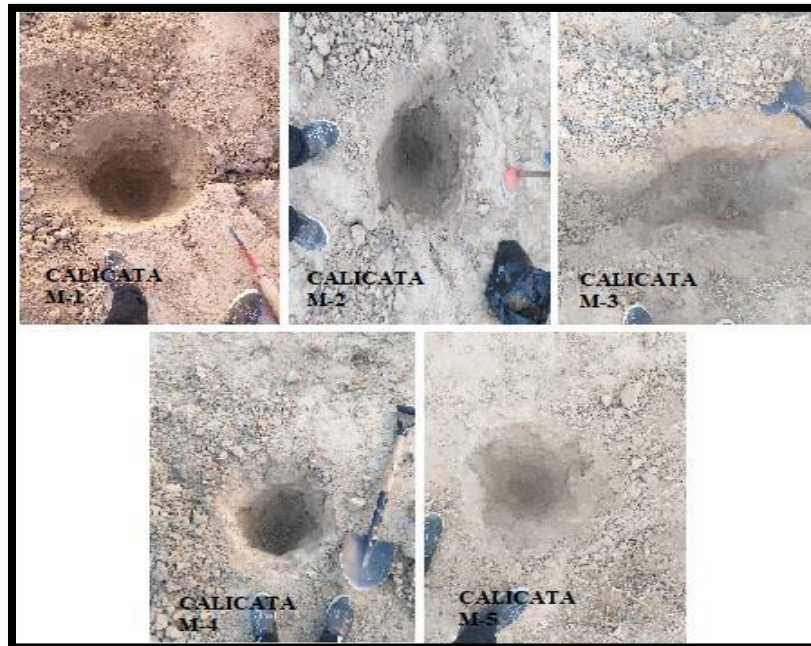
El ensayo consistió en nuestro caso en una excavación de una calicata de forma manual, utilizando las herramientas adecuadas como ser pala y picota y de unas dimensiones de 1mx1mx1m. Su ejecución fue rápida y a bajo costo.

Figura 43. Calicatas zona Torrecillas



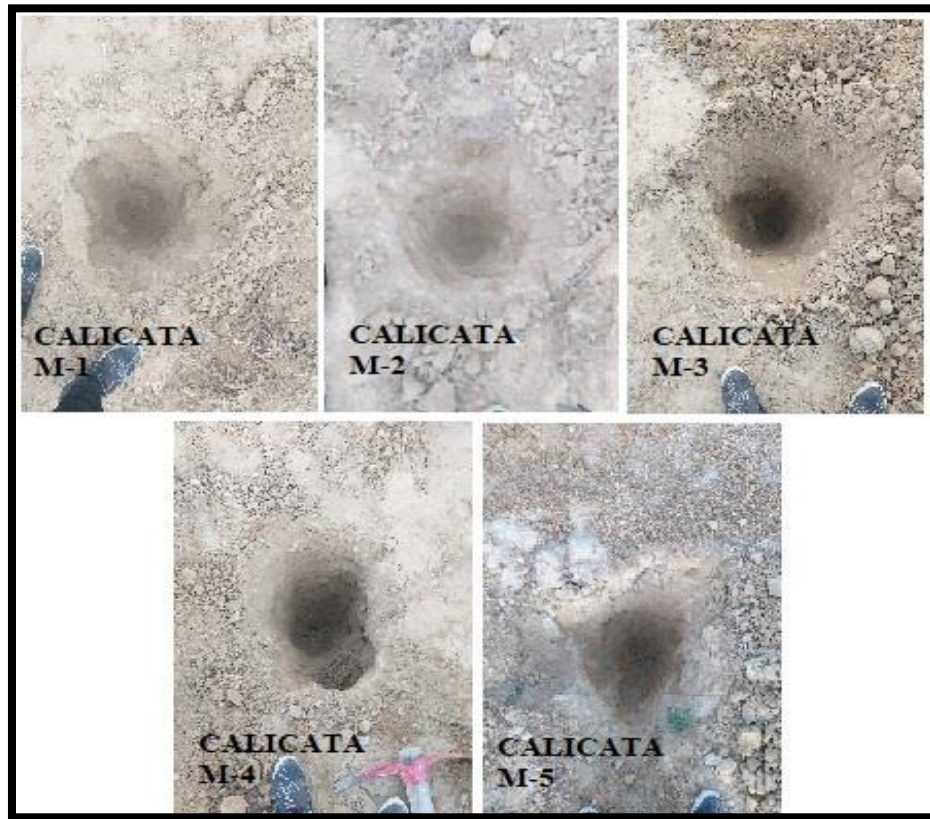
Fuente: Propia

Figura 44. Calicatas zona San Blas



Fuente: Propia

Figura 45. Calicatas zona La Torre



Fuente: Propia

3.4.1.1 Muestras alteradas en calicatas

Se realizan durante la excavación a la cota deseada. Estas muestras se pueden tomar bien con el cazo de la máquina, previa limpieza del fondo del pozo; o manualmente extrayendo el material del fondo o de las paredes.

La cantidad de muestra a tomar depende de la granulometría de los materiales y del tipo de ensayo a realizar. Para terrenos arcillosos y ensayos de identificación suele ser suficiente con 3 kg. Una vez cogida la muestra se debe sellar convenientemente y registrarla con los datos de la obra.

Figura 46. Extracción de muestras zona Torrecillas



Fuente: Propia

Figura 47. Extracción de muestras zona San Blas



Fuente: Propia

Figura 48. Extracción de muestras zona La Torre



Fuente: Propia

3.4.1.2 Muestras inalteradas en calicatas

El tamaño de las muestras inalteradas está condicionado a las exigencias de los ensayos de laboratorio. Los diámetros usados están comprendidos entre (55-100) mm. Pueden tomarse muestras inalteradas mediante muestras en bloque del fondo.

Figura 49. Extracción de muestras inalteradas



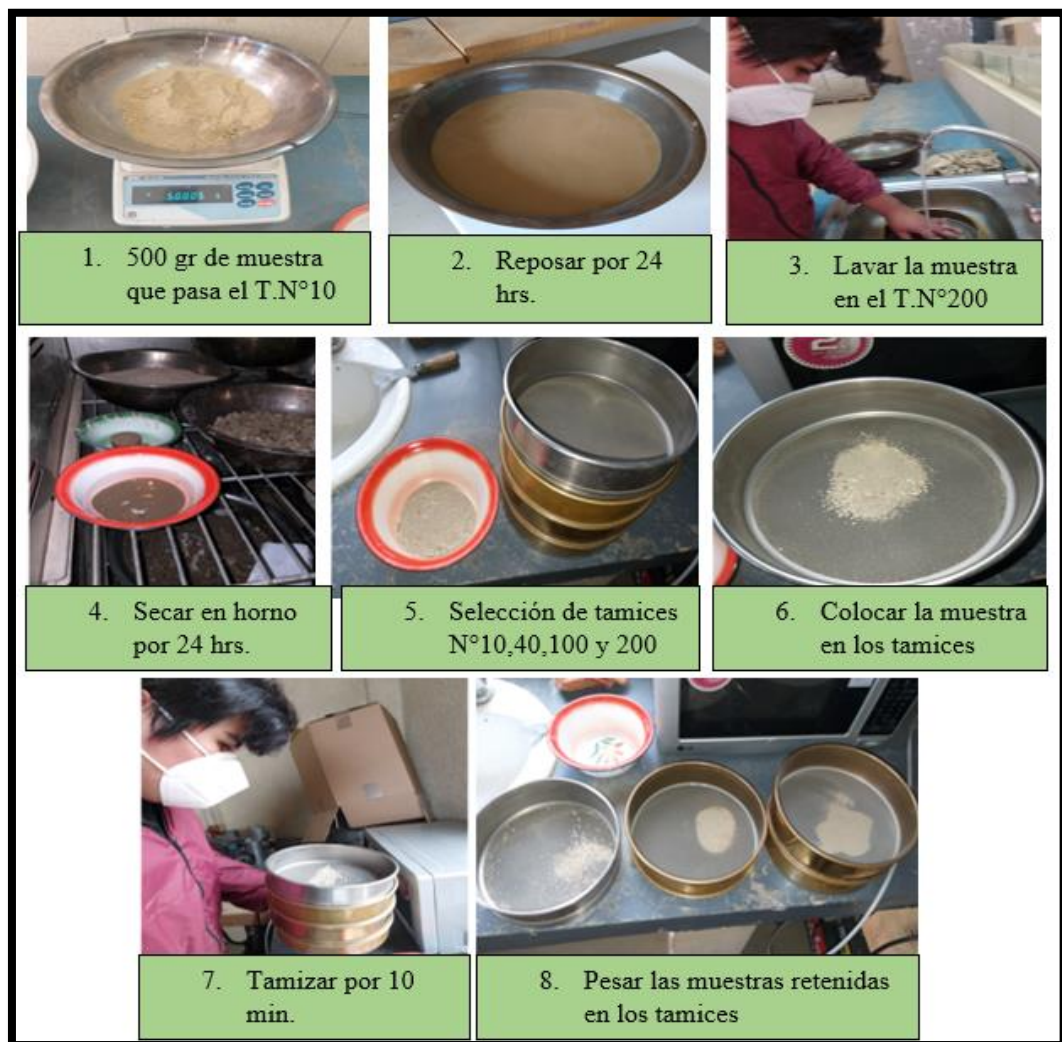
Fuente: Propia

3.5 Caracterización de suelos

3.5.1 Análisis granulométrico (ASTM D422 AASHTO T88)

Pesamos 500 gramos de muestra que pase el tamiz N° 10 bien triturada para lograr una finura de la muestra, colocamos en una bandeja y dejamos reposar por 24 horas, pasado ese tiempo procedemos a realizar la granulometría por el método del lavado; este método es el más efectivo, ya que con este método se logra que pase por el tamiz, todas las partículas que sean de menor tamaño del diámetro del tamiz. Luego el material que se retiene en el tamiz N°200, se lo hace secar, ya sea en el horno o en la hornilla, una vez secado se vuelve a tamizar por las mallas N°40 hasta el N°200.

Figura 50. Análisis granulométrico



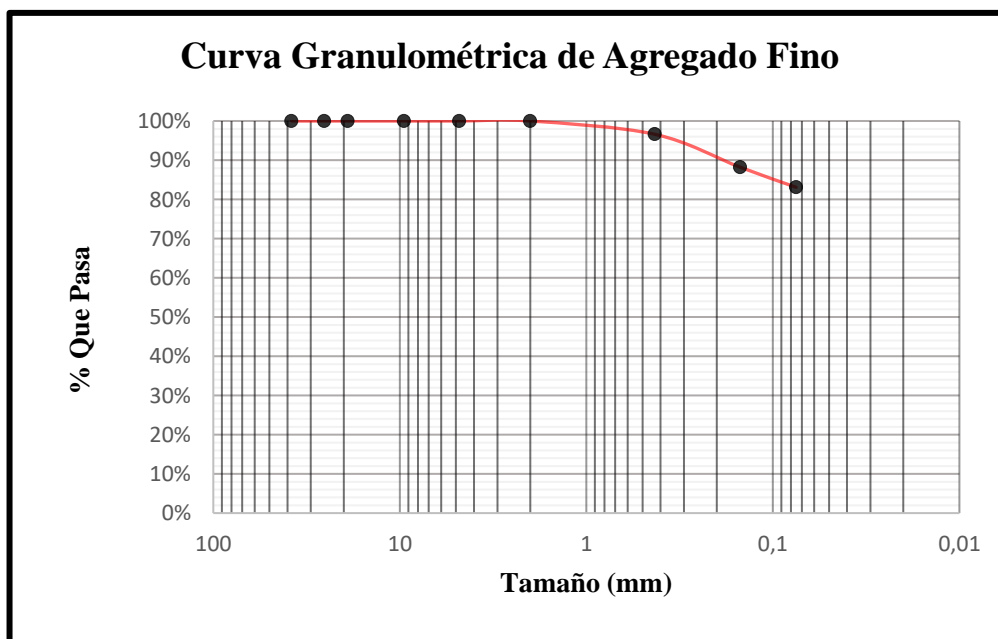
Fuente: Propia

Granulometría.

M1: TORRECILLAS (NT).

| Peso total (gr.) | | 500 | | | |
|------------------|-------------|-----------|------------|--------|----------------------|
| Tamices | Tamaño (mm) | Peso Ret. | Ret. Acum. | % Ret. | % que pasa del total |
| 1 1/2 | 38,10 | 0,00 | 0,00 | 0,00% | 100,00% |
| 1 | 25,40 | 0,00 | 0,00 | 0,00% | 100,00% |
| 3/4 | 19,05 | 0,00 | 0,00 | 0,00% | 100,00% |
| 3/8 | 9,50 | 0,00 | 0,00 | 0,00% | 100,00% |
| Nº4 | 4,80 | 0,00 | 0,00 | 0,00% | 100,00% |
| Nº10 | 2,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00% | 100,00% |
| Nº40 | 0,43 | 16,91 | 16,91 | 3,38% | 96,62% |
| Nº100 | 0,15 | 41,94 | 58,85 | 11,77% | 88,23% |
| Nº200 | 0,075 | 25,69 | 84,54 | 16,91% | 83,09% |
| Base | | 0,00 | | | |

Figura 51. Curva granulométrica de la muestra M1-NT



Fuente: Propia

Resumen de muestras:

Tabla 12. Resumen de resultados de la granulometría

| Zona Torrecillas (NT) | | | | | |
|------------------------------|-----------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Muestra | % Que pasa del total | | | | |
| Tamiz | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| 1 1/2 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| 1 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| 3/4 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| 3/8 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| Nº4 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| Nº10 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| Nº40 | 96,62% | 99,86% | 99,12% | 99,91% | 99,93% |
| Nº100 | 88,23% | 98,63% | 97,61% | 98,98% | 99,66% |
| Nº200 | 83,09% | 97,01% | 95,29% | 88,28% | 98,98% |
| Zona San Blas (SB) | | | | | |
| Muestra | % Que pasa del total | | | | |
| Tamiz | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| 1 1/2 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| 1 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| 3/4 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| 3/8 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| Nº4 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| Nº10 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| Nº40 | 99,00% | 99,85% | 99,55% | 99,35% | 99,59% |
| Nº100 | 97,59% | 98,76% | 98,69% | 96,87% | 96,74% |
| Nº200 | 96,21% | 96,18% | 95,53% | 93,25% | 94,36% |
| Zona La Torre (LT) | | | | | |
| Muestra | % Que pasa del total | | | | |
| Tamiz | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| 1 1/2 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| 1 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| 3/4 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| 3/8 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| Nº4 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| Nº10 | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% | 100,00% |
| Nº40 | 97,82% | 99,83% | 99,42% | 99,11% | 97,35% |
| Nº100 | 94,43% | 99,11% | 98,56% | 97,65% | 94,31% |
| Nº200 | 92,09% | 96,95% | 97,30% | 96,88% | 91,96% |

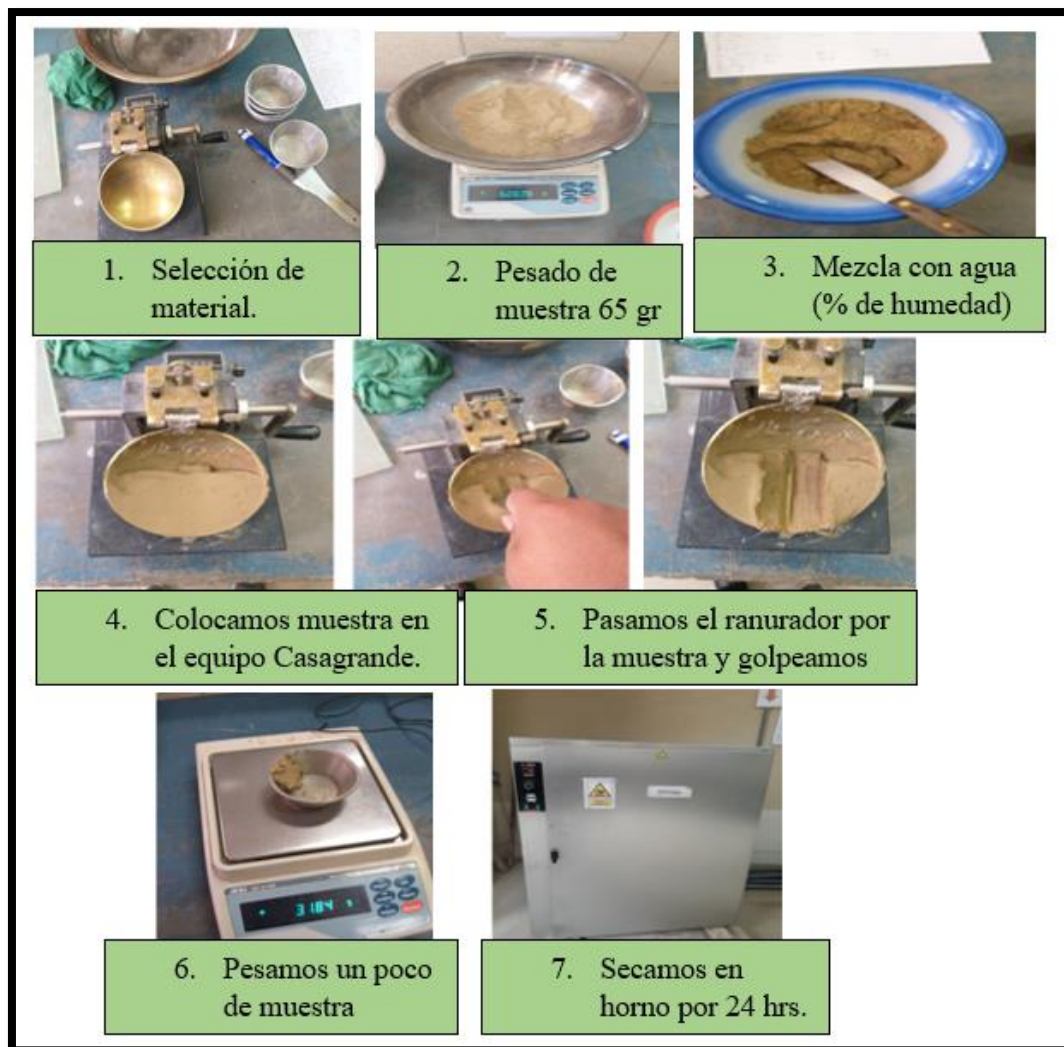
Fuente: Propia

3.5.2 Determinación del límite líquido (ASTM D4318 AASHTO T89)

El límite Líquido, es la humedad, expresada como porcentaje de la masa de suelo seco en horno, de un suelo remodelado en el límite entre los estados líquido y plástico. Corresponde a la humedad necesaria para que una muestra de suelo remodelada, depositada en el equipo Casagrande, dividida en dos porciones simétricas separadas 2 mm entre sí, fluya y entren en contacto en una longitud de 10 mm, aplicando 25 golpes.

Procedimiento.

Figura 52. Límite líquido



Fuente: Propia

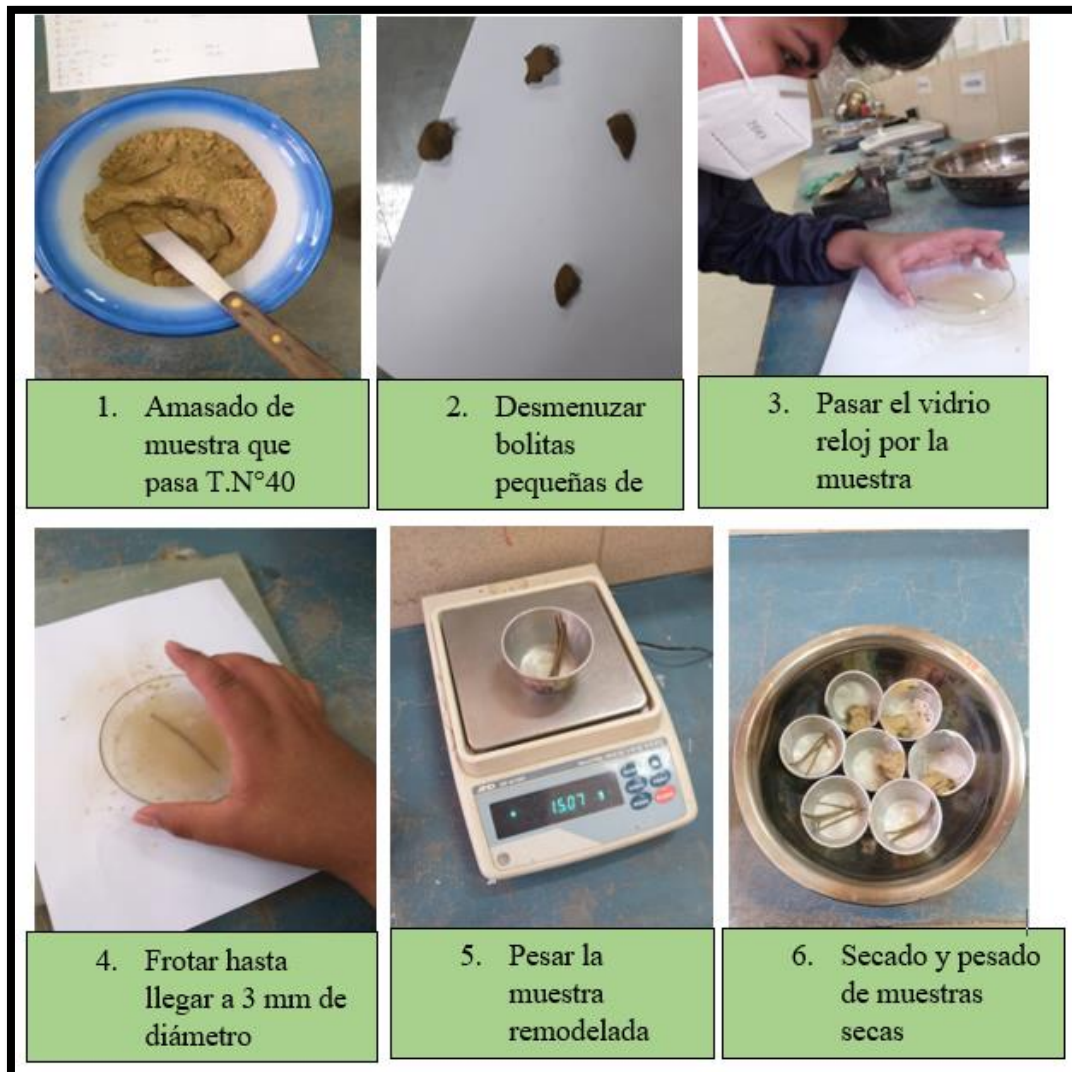
Nota: Los resultados del ensayo se verán terminando el límite plástico

3.5.3 Límite plástico e índice de plasticidad (ASTM D4318 AASHTO T90)

Humedad expresada como porcentaje de la masa de suelo seco en horno, de un suelo remodelado en el límite entre los estados plástico y semisólido. Corresponde a la humedad necesaria para que bastones cilíndricos de suelo de 3mm de diámetro se disgreguen en trozos de 0,5 a 1cm de largo y no puedan ser reamados ni reconstituidos.

Procedimiento.

Figura 53. Límite plástico



Fuente: Propia

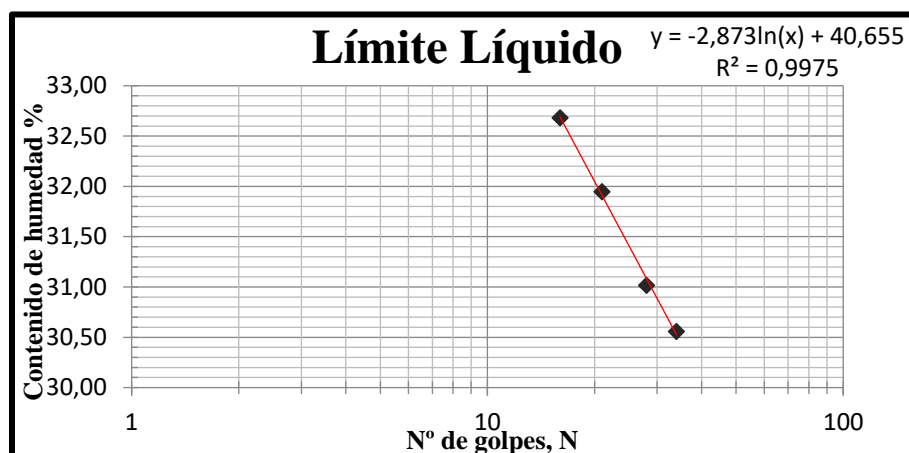
Límites de Atterberg.

M1: TORRECILLAS (NT).

Límite líquido.

| Capsula N° | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-------------------------------------|-------------|-------|-------|--------------|
| N° de golpes | 16 | 21 | 28 | 34 |
| Peso de suelo húmedo + cápsula (gr) | 28,84 | 32,55 | 29,96 | 35,42 |
| Peso de suelo seco + cápsula (gr) | 24,99 | 27,94 | 25,94 | 30,28 |
| Peso del agua (gr) | 3,85 | 4,61 | 4,02 | 5,14 |
| Peso de la cápsula (gr) | 13,21 | 13,51 | 12,98 | 13,46 |
| Peso suelo seco (gr) | 11,78 | 14,43 | 12,96 | 16,82 |
| Contenido de humedad (%) | 32,68 | 31,95 | 31,02 | 30,56 |
| | LL = | | | 31,41 |

Figura 54. Límite líquido de la muestra M1-NT



Fuente: Propia

Límite plástico.

| Cápsula N° | 1 | 2 | 3 |
|----------------------------------|-------------|-------|--------------|
| Peso suelo húmedo + cápsula (gr) | 15,27 | 14,78 | 14,46 |
| Peso suelo seco + cápsula (gr) | 14,93 | 14,42 | 14,22 |
| Peso de cápsula (gr) | 13,16 | 12,55 | 12,97 |
| Peso de suelo seco (gr) | 1,77 | 1,87 | 1,25 |
| Peso del agua (gr) | 0,34 | 0,36 | 0,24 |
| Contenido de humedad (%) | 19,21 | 19,25 | 19,20 |
| | LP = | | 19,22 |

Índice de plasticidad.

| | | |
|-----------|----------|--------------|
| IP | = | 12,19 |
|-----------|----------|--------------|

Resumen de muestras.

Tabla 13. Resultados de los ensayos de límites de Atterberg

| Zona Torrecillas | | | | | |
|-------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ensayos | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| Límite líquido LL | 31,41 | 39,29 | 32,14 | 36,87 | 37,46 |
| Límite plástico LP | 19,22 | 21,94 | 19,40 | 15,04 | 17,78 |
| Ind. de plasticidad IP | 12,19 | 17,35 | 12,74 | 21,84 | 19,68 |
| Zona San Blas | | | | | |
| Ensayos | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| Límite líquido LL | 20,85 | 23,70 | 31,01 | 32,04 | 29,24 |
| Límite plástico LP | 10,53 | 13,12 | 19,56 | 20,03 | 14,68 |
| Ind. de plasticidad IP | 10,32 | 10,58 | 11,45 | 12,01 | 14,56 |
| Zona La Torre | | | | | |
| Ensayos | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| Límite líquido LL | 21,14 | 35,18 | 28,92 | 21,64 | 33,52 |
| Límite plástico LP | 11,04 | 23,32 | 17,57 | 10,43 | 22,71 |
| Ind. de plasticidad IP | 10,10 | 11,86 | 11,36 | 11,21 | 10,82 |

Fuente: Propia

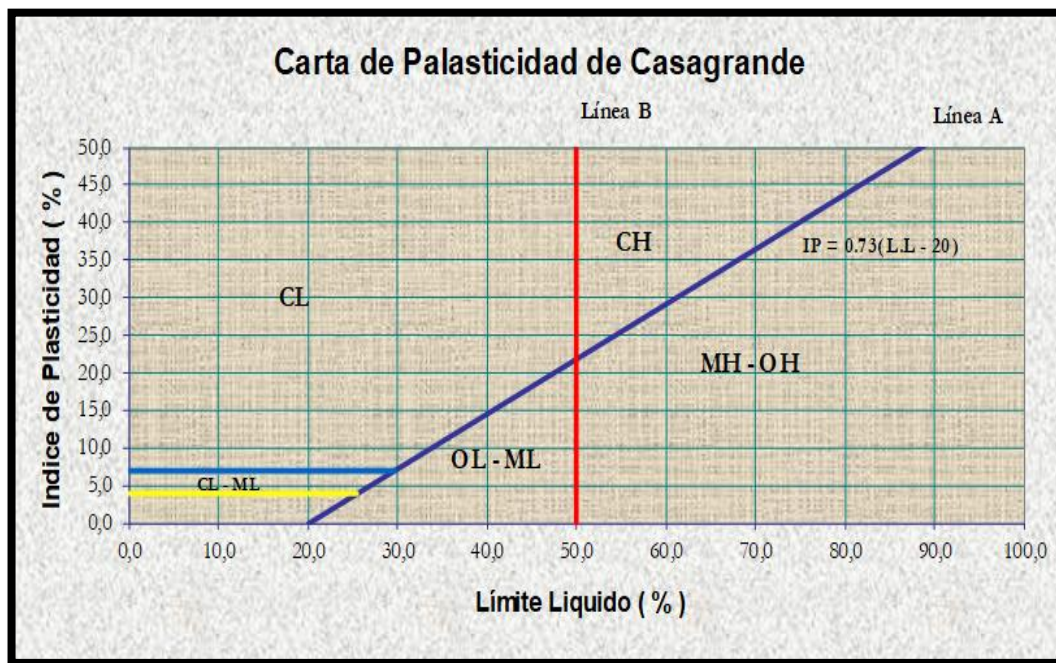
3.5.4 Clasificación S.U.C.S (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)

Clasificación de Suelos (SUCS); este sistema fue adoptado por la ASTM (American Society of Testing Materials) como parte de sus métodos normalizados.³⁶

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS (IRAM 10509 y ASTM D 2487 y 2488) es el de uso más extendido en la práctica. Está basado en el análisis granulométrico y en los límites de Atterberg (límites líquido y plástico) de los suelos.³⁷

El objetivo de la clasificación de suelos es de ordenarlos en grupos en base a su granulometría, esto nos facilita la comparación de sus propiedades entre distintos tipos de suelos.

Figura 55. Carta de plasticidad de Casagrande (S.U.C.S.)



Fuente: Google imágenes

36 CARLOS CRESPO VILLALAZ, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 5ta edición, México, Limusa 2004, Cap. 6

37 <http://materias.fi.uba.ar/6408/santamarina.pdf>

Clasificación de suelos según S.U.C.S.

Tabla 14. Resultados de clasificación de los suelos por S.U.C.S.

| Zona Torrecillas | | | | | | |
|-------------------------|-------------------------|--------------|--------------------------|-----------|----------------------|--|
| Caract. | % que pasa total | | Lim. de Atterberg | | Clasificación | |
| Muest. | N°40 | N°200 | LL | IP | S.U.C.S. | Descripción |
| M1 | 97% | 83% | 31 | 12 | CL | Arcillas inorgánicas de baja compresibilidad LL<50% y IP>7% |
| M2 | 100% | 97% | 39 | 17 | CL | |
| M3 | 99% | 95% | 32 | 13 | CL | |
| M4 | 100% | 88% | 37 | 22 | CL | |
| M5 | 100% | 99% | 37 | 20 | CL | |
| Zona San Blas | | | | | | |
| Caract. | % que pasa total | | Lim. de Atterberg | | Clasificación | |
| Muest. | N°40 | N°200 | LL | IP | S.U.C.S. | Descripción |
| M1 | 99% | 96% | 21 | 10 | CL | Arcillas inorgánicas de baja compresibilidad LL<50% y IP>7% |
| M2 | 100% | 96% | 24 | 11 | CL | |
| M3 | 100% | 96% | 31 | 11 | CL | |
| M4 | 99% | 93% | 32 | 12 | CL | |
| M5 | 100% | 94% | 29 | 15 | CL | |
| Zona La Torre | | | | | | |
| Caract. | % que pasa total | | Lim. de Atterberg | | Clasificación | |
| Muest. | N°40 | N°200 | LL | IP | S.U.C.S. | Descripción |
| M1 | 98% | 92% | 21 | 10 | CL | Arcillas inorgánicas de baja compresibilidad LL<50% y IP>7% |
| M2 | 100% | 97% | 35 | 12 | CL | |
| M3 | 99% | 97% | 29 | 11 | CL | |
| M4 | 99% | 97% | 22 | 11 | CL | |
| M5 | 97% | 92% | 34 | 11 | CL | |

Fuente: Propia

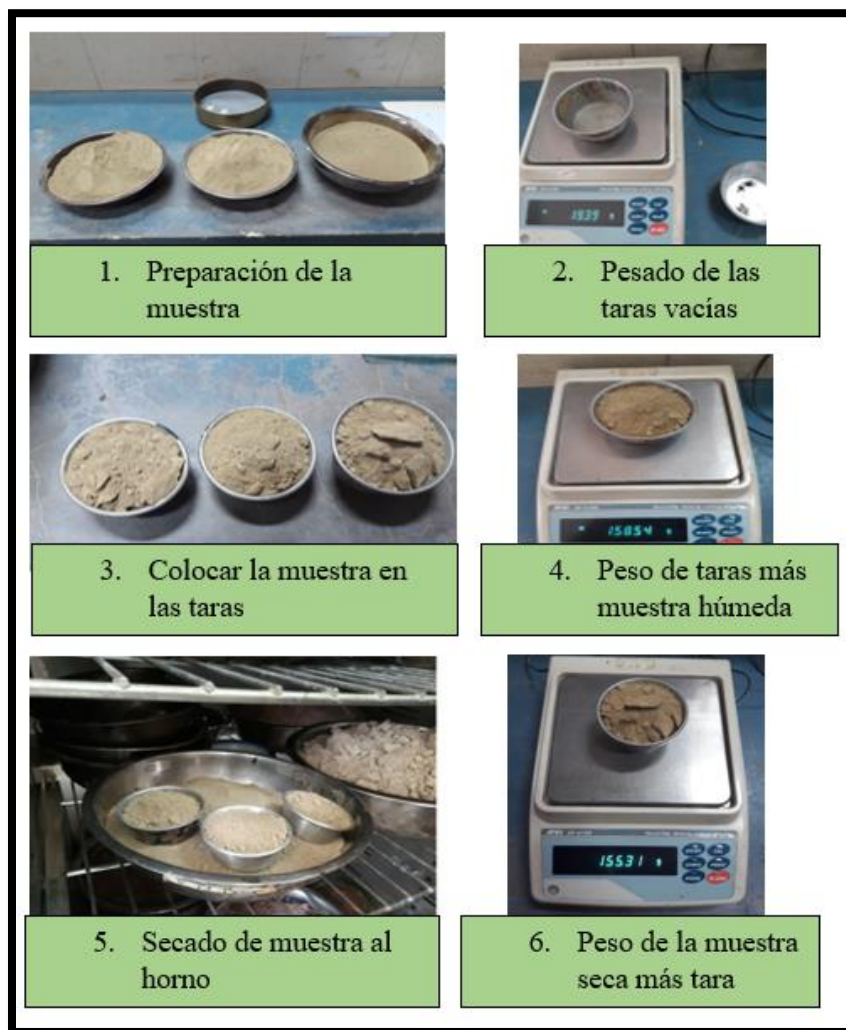
3.6 Identificación de propiedades índice

3.6.1 Determinación del contenido de humedad (ASTM D2216)

El contenido de humedad de un suelo es la suma de sus aguas libres, capilares e higroscópicas. El objetivo fundamental de esta práctica es la determinación del contenido de humedad de la muestra de suelo, que es la realización entre el peso del agua que contiene la muestra y el peso de la muestra después de ser secada al horno a 110 °C en un tiempo determinado, peso recomendado para el ensayo de (100 a 200) gr.

Procedimiento.

Figura 56. Contenido de humedad



Fuente: Propia

Contenido de humedad natural.

M1: ZONA TORRECILLAS (NT).

| Contenido de humedad | | | |
|-------------------------------------|-------------|----------|----------|
| Cápsula | 1 | 2 | 3 |
| Peso de suelo húmedo + cápsula (gr) | 155,06 | 160,71 | 160,75 |
| Peso de suelo seco + cápsula (gr) | 146,15 | 151,22 | 151,62 |
| Peso de cápsula (gr) | 12,50 | 12,53 | 12,55 |
| Peso de suelo seco (gr) | 133,65 | 138,69 | 139,07 |
| Peso del agua (gr) | 8,91 | 9,49 | 9,13 |
| Contenido de humedad (%) | 6,67 | 6,84 | 6,57 |
| Promedio | 6,69 | | |

Porcentaje de humedad natural del suelo (%) = **7,00** %

Resumen de resultados.

Tabla 15. Resultado de contenido de humedad de las muestras

| Zona Torrecillas | | | | | |
|-------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Muestras | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| contenido de humedad % | 7 | 10 | 5 | 11 | 8 |
| Zona San Blas | | | | | |
| Muestras | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| contenido de humedad % | 5 | 7 | 7 | 6 | 13 |
| Zona La Torre | | | | | |
| Muestras | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| contenido de humedad % | 6 | 10 | 11 | 14 | 9 |

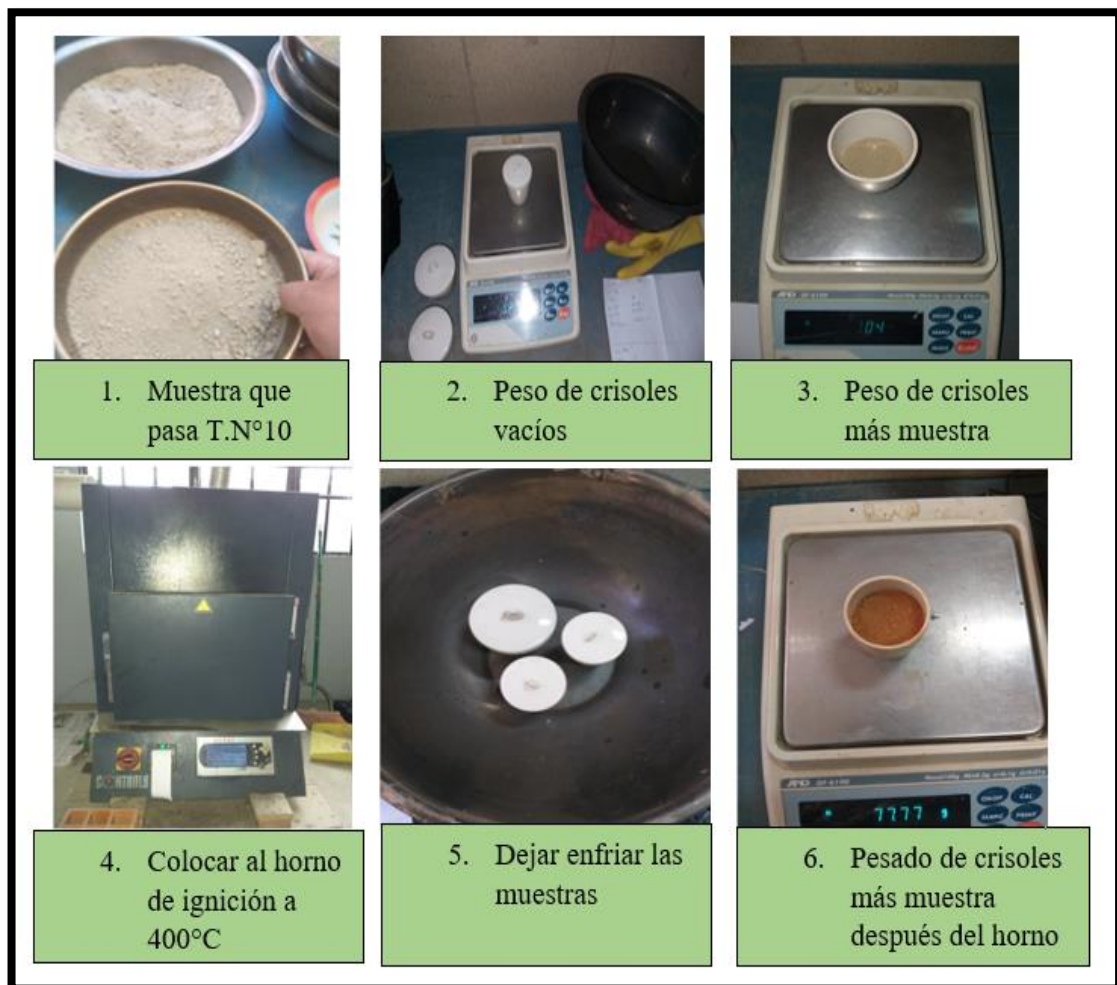
Fuente: Propia

3.6.2 Contenido de materia orgánica (AASTHO T267)

El método de "pérdida por ignición" para la determinación del contenido orgánico es más aplicable a aquellos materiales identificados como turbas, lodos orgánicos y suelos que contengan materia vegetal relativamente no descompuesta ni deteriorada o materiales de plantas frescas como madera, raíces, pasto o materiales carbonáceos como lignito, carbón, etc. Este método sirve para determinar la oxidación cuantitativa de materia orgánica en tales materiales y proporciona una estimación válida del contenido orgánico.

Procedimiento.

Figura 57. Contenido de materia orgánica



Fuente: Propia

Contenido de materia orgánica.

M1: ZONA TORRECILLAS (NT)

| Materia orgánica | |
|---|----------|
| Crisol | 1 |
| Peso de suelo seco + crisol (antes del horno) | 136,06 |
| Peso de suelo seco + crisol (desp. del horno) | 134,18 |
| Peso del crisol (gr) | 96,06 |
| Peso de suelo seco (gr) | 40,00 |
| Temperatura del horno °C | 420 |
| Contenido de materia orgánica (%) | 4,93 |

Contenido de materia orgánica (%) = 5 %

Resumen de resultados.

Tabla 16. Resultados del ensayo de contenido de materia orgánica

| Zona Torrecillas | | | | | |
|-------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Muestras | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| Materia orgánica % | 5 | 4 | 5 | 4 | 5 |
| Zona San Blas | | | | | |
| Muestras | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| Materia orgánica % | 3 | 3 | 3 | 4 | 6 |
| Zona La Torre | | | | | |
| Muestras | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| Materia orgánica % | 3 | 3 | 6 | 3 | 5 |

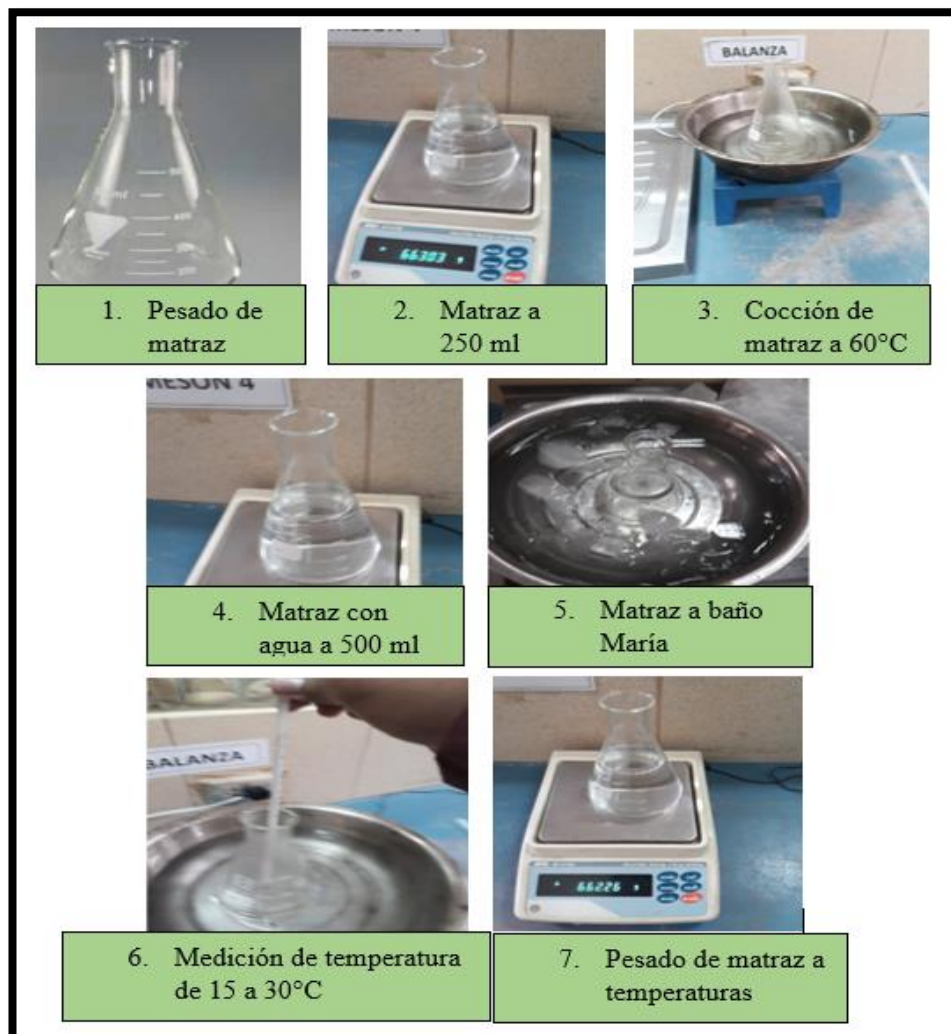
Fuente: Propia

3.6.3 Calibración de frasco volumétrico (ASTM D854 AASHTO T100)

Calibrar un frasco volumétrico requiere de concentración y cuidado, pues los resultados que se obtengan de este ensayo se utilizarán luego para la determinación del peso específico de los suelos, en resumen, podremos decir que este método consiste en medir los pesos de los frascos que se desee calibrar, cuando están enrasados con agua y cuando la temperatura va variando en un rango de 30°C a 15°C. Con los resultados obtenidos de este ensayo, se graficará las curvas de peso en función de la temperatura.

Procedimiento.

Figura 58. Calibración de frasco volumétrico



Fuente: Propia

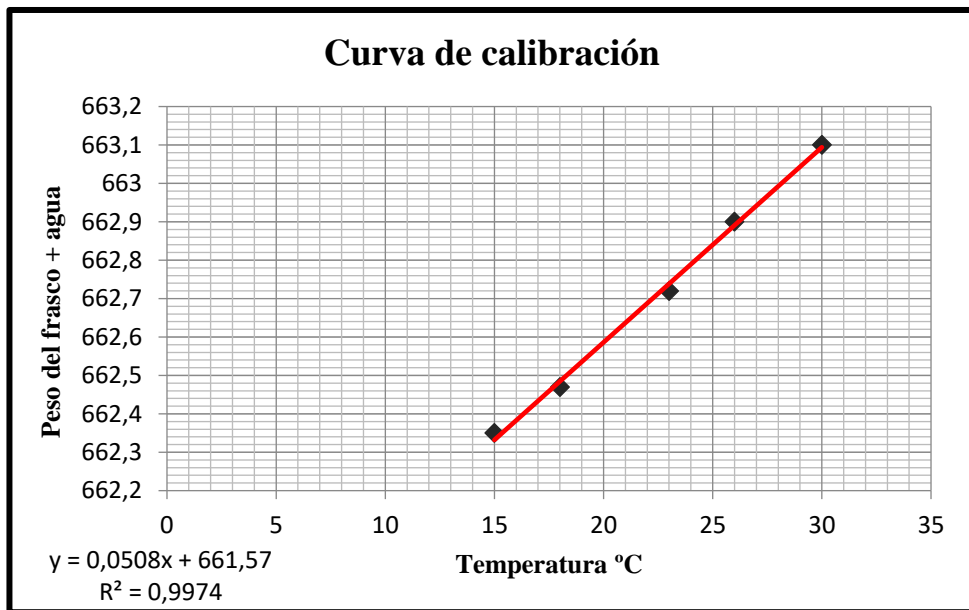
Calibración de frasco.

M1: ZONA TORRECILLAS (NT).

Calibración de frasco volumétrico.

| Número de ensayo | Wfw (gr) | T (° C) |
|------------------|----------|---------|
| 1 | 663,10 | 30 |
| 2 | 662,90 | 26 |
| 3 | 662,72 | 23 |
| 4 | 662,47 | 18 |
| 5 | 662,35 | 15 |

Figura 59. Curva de calibración para peso específico



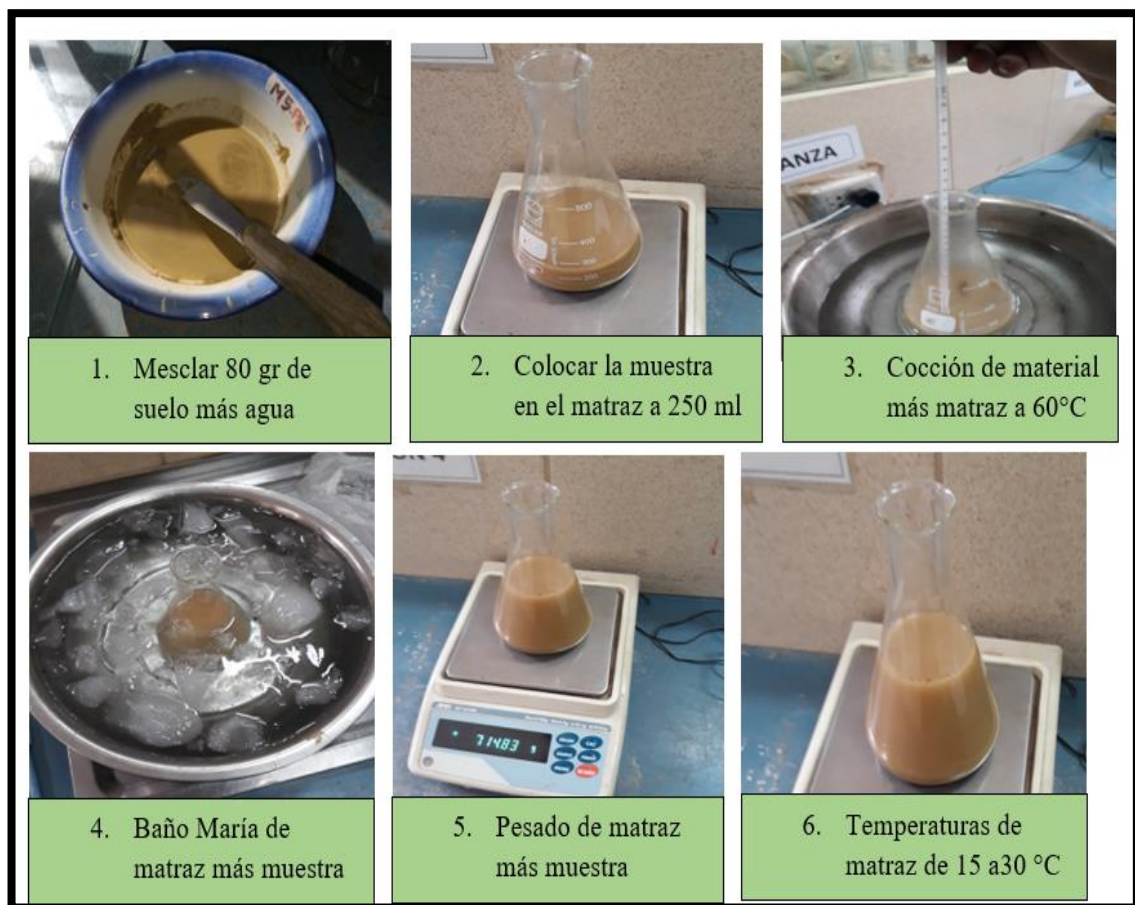
Fuente: Propia

3.6.4 Peso específico (ASTM D854 AASHTO T100)

El peso específico es la relación del peso al aire de un determinado volumen de material a una cierta temperatura y el peso del aire de un volumen igual de agua destilada a la misma temperatura. El peso específico relativo de los sólidos de un suelo se determina en el laboratorio haciendo uso de un matraz con marca de enrase, el cual se llena hasta esta, primero con agua y después con agua y la muestra de suelo, el aire atrapado entre las partículas se desaloja por ebullición o exponiendo la suspensión al vacío, si la temperatura del agua es la misma que la de la suspensión pueda obtenerse una fórmula para el peso específico.

Procedimiento.

Figura 60. Peso específico



Fuente: Propia

Ensayo de peso específico.

| | | | | | |
|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Número de ensayo | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Temperatura ensayada °C | 30,00 | 26,00 | 23,00 | 18,00 | 15,00 |
| Peso del suelo seco W_s (gr) | 80,00 | 80,00 | 80,00 | 80,00 | 80,00 |
| Peso del frasco + agua W_{fw} (gr) | 663,09 | 662,89 | 662,74 | 662,48 | 662,33 |
| Frasco+ agua + suelo W_{fws} (gr) | 713,64 | 713,56 | 713,52 | 713,47 | 713,43 |
| Peso específico (gr/cm ³) | 2,72 | 2,73 | 2,74 | 2,76 | 2,77 |
| Factor de corrección K | 0,99744 | 0,99858 | 0,99933 | 1,00037 | 1,00090 |
| P. específico corregido (gr/cm ³) | 2,71 | 2,72 | 2,74 | 2,76 | 2,77 |
| Promedio P. específico (gr/cm ³) | 2,74 | | | | |

Peso específico relativo de la muestra $G_s = 2,74$ (gr/cm³)

Resumen de resultados.

Tabla 17. Resultados obtenidos de peso específico

| Zona Torrecillas | | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Muestras | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| Peso específico (gr/cm ³) G_s | 2,74 | 2,69 | 2,70 | 2,68 | 2,74 |
| Zona San Blas | | | | | |
| Muestras | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| Peso específico (gr/cm ³) G_s | 2,71 | 2,75 | 2,68 | 2,72 | 2,71 |
| Zona La Torre | | | | | |
| Muestras | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| Peso específico (gr/cm ³) G_s | 2,71 | 2,68 | 2,69 | 2,73 | 2,77 |

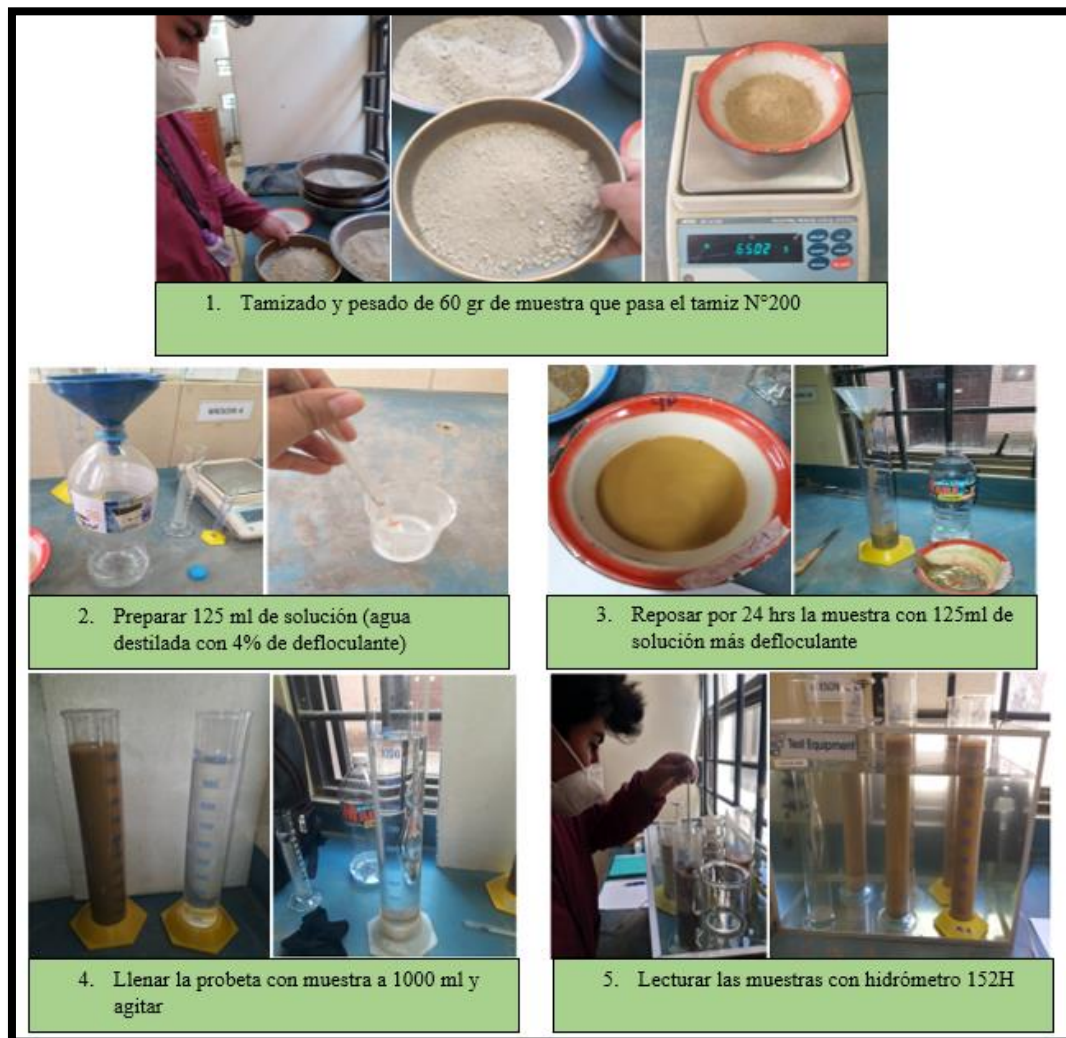
Fuente: Propia

3.6.5 Análisis granulométrico vía hidrómetro (ASTM D422)

El análisis hidrométrico se basa en la Ley de Stokes, la cual relaciona la velocidad de una esfera, cayendo libremente a través de un fluido. Se aplica a una masa de suelo dispersado, con partículas de varias formas y tamaños. El hidrómetro se usa para determinar el porcentaje de partículas de suelos dispersados, que permanecen en suspensión en un determinado tiempo. Para ensayos de clasificación, el análisis con hidrómetro se aplica a partículas de suelo que pase el tamiz de 75 μm (N^o.200).

Procedimiento.

Figura 61. Análisis granulométrico vía hidrómetro



Fuente: Propia

Hidrómetro.

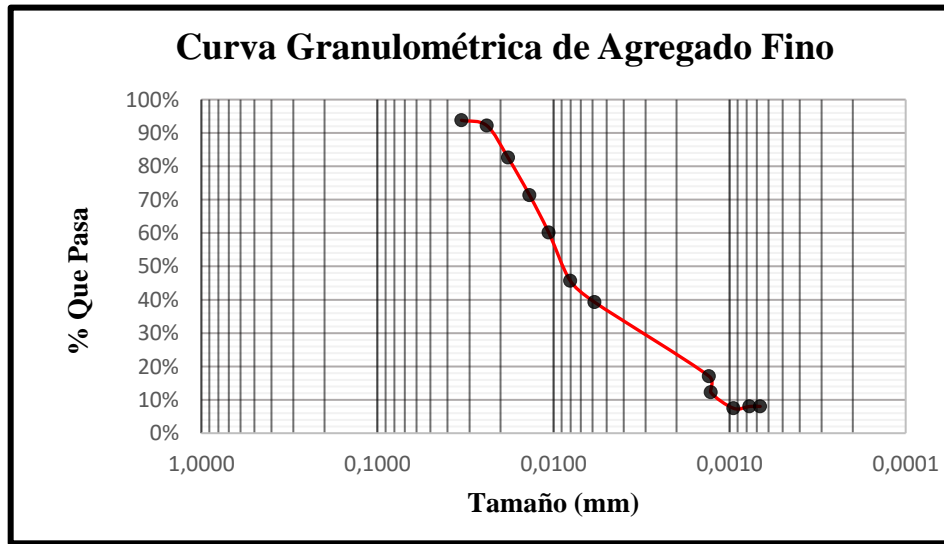
M1: ZONA TORRECILLAS (NT).

| | | |
|-------------------------------|----------------------------|----------|
| Hidrómetro = 152H | Agente dispersante = NaPO3 | |
| Correc. defloculante (Cd) = 4 | Correc. menisco (Cm) = 1 | |
| Ws. (gr) = 60 | Gs = 2,74 | a= 0,962 |

| Fecha de lectura | Hora de lectura | Tiempo transc. min. | Temperatura °C | Lectura real R' | Lectura corregida R | Prof. efect. L |
|------------------|-----------------|---------------------|----------------|-----------------|---------------------|----------------|
| 14-sep | 10:33 | 1 | 22 | 59,00 | 60,00 | 6,60 |
| 14-sep | 10:36 | 2 | 22 | 58,00 | 59,00 | 6,80 |
| 14-sep | 10:40 | 4 | 22 | 52,00 | 53,00 | 7,80 |
| 14-sep | 10:48 | 8 | 22 | 45,00 | 46,00 | 8,90 |
| 14-sep | 11:03 | 15 | 22 | 38,00 | 39,00 | 10,10 |
| 14-sep | 11:33 | 30 | 22 | 29,00 | 30,00 | 11,50 |
| 14-sep | 12:33 | 60 | 22 | 25,00 | 26,00 | 12,20 |
| 15-sep | 10:33 | 1440 | 21 | 12,00 | 13,00 | 14,30 |
| 16-sep | 10:30 | 1557 | 21 | 9,00 | 10,00 | 14,80 |
| 17-sep | 09:15 | 2922 | 21 | 6,00 | 7,00 | 15,30 |
| 18-sep | 08:50 | 4337 | 22 | 6,00 | 7,00 | 15,30 |
| 19-sep | 08:10 | 5737 | 22 | 6,00 | 7,00 | 15,30 |

| Hora de lectura | Constante K | L/t | Ct | Lectura correg. Rc | Diam. partícula mm. | % más fino |
|-----------------|-------------|-------|------|--------------------|---------------------|------------|
| 10:33 | 0,012976 | 6,600 | 2,50 | 58,50 | 0,033 | 94% |
| 10:36 | 0,012976 | 3,400 | 2,50 | 57,50 | 0,024 | 92% |
| 10:40 | 0,012976 | 1,950 | 2,50 | 51,50 | 0,018 | 83% |
| 10:48 | 0,012976 | 1,113 | 2,50 | 44,50 | 0,014 | 71% |
| 11:03 | 0,012976 | 0,673 | 2,50 | 37,50 | 0,011 | 60% |
| 11:33 | 0,012976 | 0,383 | 2,50 | 28,50 | 0,008 | 46% |
| 12:33 | 0,012976 | 0,203 | 2,50 | 24,50 | 0,006 | 39% |
| 10:33 | 0,013128 | 0,010 | 1,65 | 10,65 | 0,001 | 17% |
| 10:30 | 0,013128 | 0,010 | 1,65 | 7,65 | 0,001 | 12% |
| 09:15 | 0,013128 | 0,005 | 1,65 | 4,65 | 0,001 | 7% |
| 08:50 | 0,012976 | 0,004 | 2,00 | 5,00 | 0,001 | 8% |
| 08:10 | 0,012976 | 0,003 | 2,00 | 5,00 | 0,001 | 8% |

Figura 62. Curva granulométrica vía hidrómetro



Fuente: Propia

Porcentaje de limo = 73%

Porcentaje de arcilla = 21%

Resumen de resultados.

Tabla 18. Resultado de porcentajes de limo y arcilla vía hidrómetro

| Zona Torrecillas | | | | | |
|-------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Muestras | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| % de arcilla | 21% | 27% | 13% | 23% | 18% |
| % de limo | 73% | 67% | 77% | 56% | 74% |
| Zona San Blas | | | | | |
| Muestras | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| % de arcilla | 20% | 12% | 20% | 24% | 20% |
| % de limo | 68% | 72% | 72% | 69% | 69% |
| Zona La Torre | | | | | |
| Muestras | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 |
| % de arcilla | 13% | 31% | 36% | 19% | 22% |
| % de limo | 70% | 63% | 57% | 67% | 67% |

Fuente: Propia

3.7 Consolidación unidimensional (ASTM D2435 AASHTO T216)

Este método determina la tasa y la magnitud de la consolidación de muestras de suelos cuando se confinan lateralmente y se cargan y drenan axialmente.

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

Colóquense cargas sobre el consolidómetro para obtener presiones sobre el suelo de aproximadamente 0,025, 0,05, 0,1, 0,2, 0,4 kg/cm² etc. Al menos para dos incrementos de carga incluido uno que exceda la preconsolidación, anótese el espesor de la muestra o el cambio de ésta antes de aplicar cada incremento y con intervalos de aproximadamente 0,1, 0,25, 0,5, 1, 2, 4, 8, 15 y 30 minutos, 1, 2, 4, 8, etc. horas, contados a partir del momento cuando se aplicó la carga. Estas lecturas de tiempo-asentamiento sólo son requeridas para muestras saturadas. Las lecturas deberán continuarse por lo menos hasta que se haga patente la pendiente de la compresión lineal secundaria característica del asentamiento, contra el logaritmo del tiempo

Procedimiento.



1-Equipo de consolidómetro, piedras porosas, cargas y deformímetro a emplear



2-Tallado de la muestra de acuerdo a las dimensiones del anillo del consolidómetro

Método de Taylor.

Figura 63. Proceso de carga de Taylor cada 20 min.



Fuente: Propia

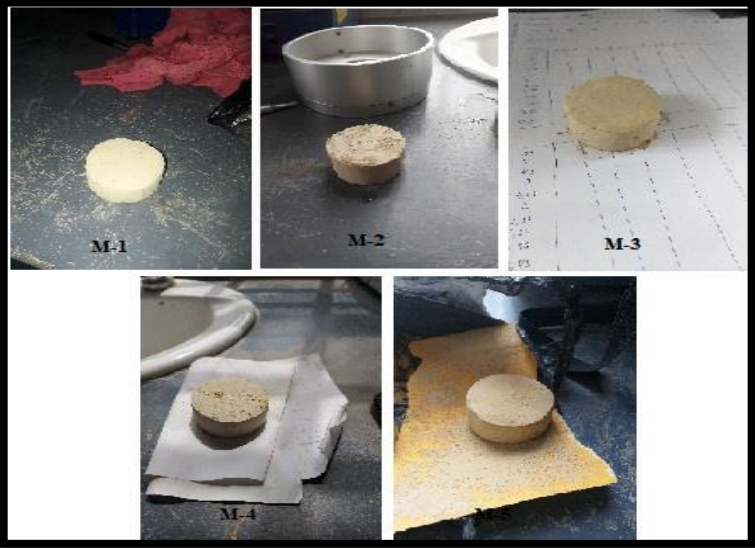
Figura 64. Proceso de descarga de Taylor cada 20 min.



Fuente: Propia

Para el Proyecto se realizaron 4 ciclos de saturación por muestra en el equipo del edómetro.

Figura 65. Muestras talladas para el ensayo de consolidación



Fuente: Propia

Figura 66. Primer ciclo de consolidación de las muestras



Fuente: Propia

Figura 67. Segundo ciclo de consolidación de las muestras



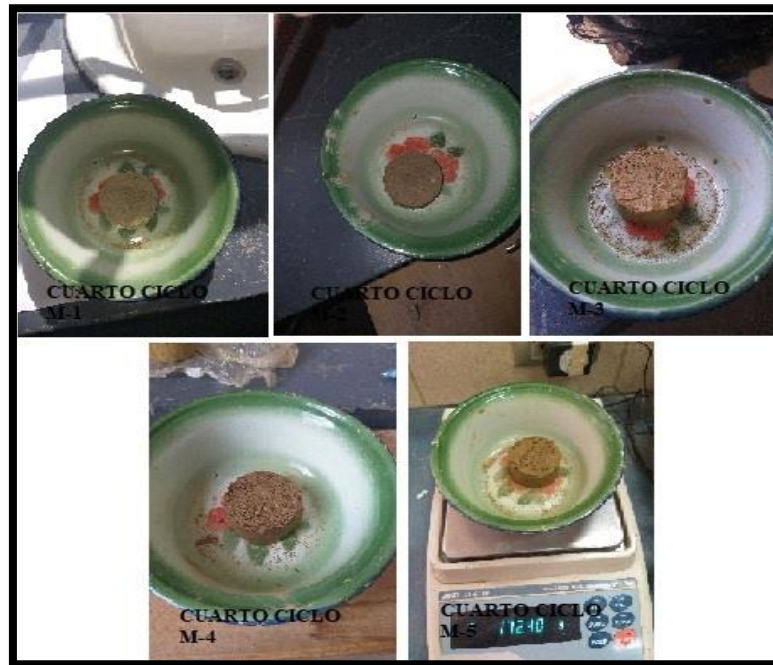
Fuente: Propia

Figura 68. Tercer ciclo de consolidación de las muestras



Fuente: Propia

Figura 69. Cuarto ciclo de consolidación de las muestras



Fuente: Propia

3.7.1 Justificación de las cargas de uso

En el presente trabajo se desarrolló con el único fin de conocer o determinar la manera como influyen las cargas unidimensionales en la consolidación de los suelos mediante incrementos de esfuerzos, donde para ello se seleccionó como máxima carga 320 kg (10:1) esto conllevó a que la muestra se sometiera a sus condiciones más críticas posibles dándonos como resultado las deformaciones más altas posibles que se puedan presentar como así también los máximos esfuerzos que el suelo pueda resistir, asemejando de esta manera con lo real el proceso de asientos de las estructuras a la cual el suelo es sometido a grandas cantidades de carga (toneladas) y el tiempo que este lo sostiene en condiciones adversas de nivel freático; el proceso de aumento de carga fue tomado de la norma AASHTO T216: 0.5,1,2 kg cargas menores usadas para analizar la resistencia debido a la expansión que sufre el suelo debido a la saturación y 4,8,16 y 32 kg cargas mayores para analizar el mayor grado de deformación que sufre el suelo a partir de su altura inicial de prueba.

Método de Taylor (raíz cuadrada del tiempo)

Datos:

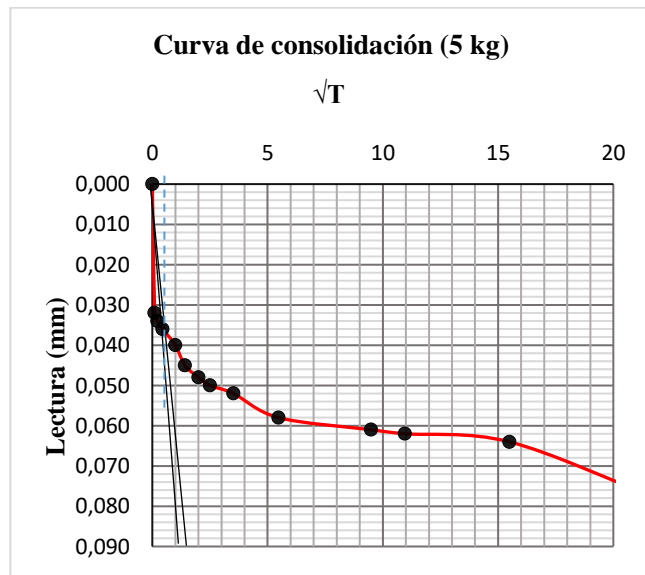
| | |
|------------------------|-------------------------|
| Yw(P. Esp. del Agua)= | 0,98 g/cm ³ |
| Altura de la probeta = | 2,00 cm |
| Diámetro de probeta = | 5,00 cm |
| Área de la probeta= | 19,63 cm ² |
| Peso = | 5,00 Kg |
| Esfuerzo = | 0,25 Kg/cm ² |
| Esfuerzo = | 25,46 KN/m ² |

| Expansión | |
|------------|-------|
| Lec. Inic. | 275 |
| exp.(cm) | 0,055 |

| | |
|---------|-------|
| Hi (cm) | 2,055 |
| Hf (cm) | 2,047 |

| | |
|---------------------|----------|
| Ext. Vertical [“] = | 0,002 mm |
|---------------------|----------|

| TIEMPO | DEF.V | \sqrt{T} | Lectura |
|--------|--------|------------|---------|
| [min] | X0,002 | | |
| 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,000 |
| 0,01 | 16,00 | 0,10 | 0,032 |
| 0,05 | 17,00 | 0,22 | 0,034 |
| 0,20 | 18,00 | 0,45 | 0,036 |
| 1,00 | 20,00 | 1,00 | 0,040 |
| 2,00 | 22,50 | 1,41 | 0,045 |
| 4,00 | 24,00 | 2,00 | 0,048 |
| 6,25 | 25,00 | 2,50 | 0,050 |
| 12,40 | 26,00 | 3,52 | 0,052 |
| 30,00 | 29,00 | 5,48 | 0,058 |
| 90,00 | 30,50 | 9,49 | 0,061 |
| 120,00 | 31,00 | 10,95 | 0,062 |
| 240,00 | 32,00 | 15,49 | 0,064 |
| 480,00 | 39,00 | 21,91 | 0,078 |

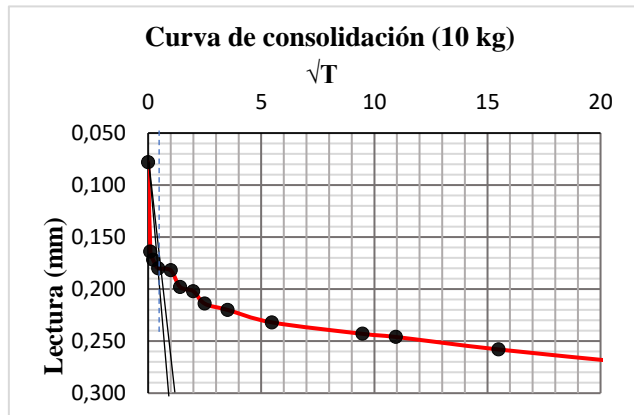


| | | |
|---------------------|---------|---------------------|
| $\sqrt{t_{90\%}}$ = | 0,60 | min ² |
| $t_{90\%}$ = | 0,36 | min |
| $t_{90\%}$ = | 0,848 | |
| Hdr^2 = | 0,0001 | m ² |
| Cv = | 0,00024 | m ² /min |

Peso = **10,00 Kg**
 Esfuerzo = 0,51 Kg/cm²

| | |
|---------|-------|
| Hi (cm) | 2,047 |
| Hf (cm) | 2,028 |

| TIEMPO | DEF.V | \sqrt{T} | Lectura |
|--------|--------|------------|---------|
| [min] | X0,002 | | |
| 0,00 | 39,00 | 0,00 | 0,078 |
| 0,01 | 82,00 | 0,10 | 0,164 |
| 0,05 | 86,00 | 0,22 | 0,172 |
| 0,20 | 90,00 | 0,45 | 0,180 |
| 1,00 | 91,00 | 1,00 | 0,182 |
| 2,00 | 99,00 | 1,41 | 0,198 |
| 4,00 | 101,00 | 2,00 | 0,202 |
| 6,25 | 107,00 | 2,50 | 0,214 |
| 12,40 | 110,00 | 3,52 | 0,220 |
| 30,00 | 116,00 | 5,48 | 0,232 |
| 90,00 | 121,50 | 9,49 | 0,243 |
| 120,00 | 123,00 | 10,95 | 0,246 |
| 240,00 | 129,00 | 15,49 | 0,258 |
| 480,00 | 136,00 | 21,91 | 0,272 |

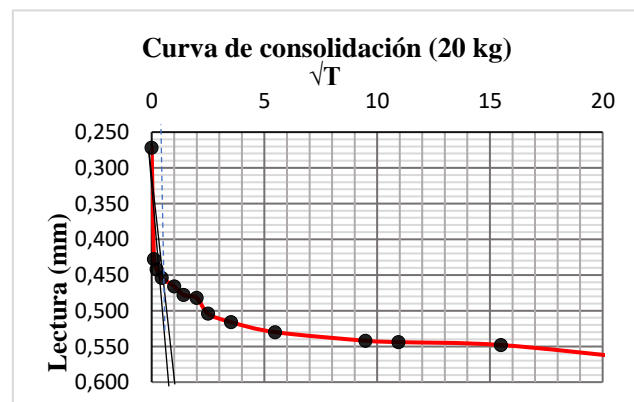


| | | |
|---------------------|---------|---------------------|
| $\sqrt{t_{90\%}}$ = | 0,55 | min ² |
| $t_{90\%}$ = | 0,3025 | min |
| $t_{90\%}$ = | 0,848 | |
| Hdr ² = | 0,0001 | m ² |
| Cv= | 0,00028 | m ² /min |

Peso = **20,00 Kg**
 Esfuerzo = 1,02 Kg/cm²

| | |
|---------|-------|
| Hi (cm) | 2,028 |
| Hf (cm) | 1,998 |

| TIEMPO | DEF.V | \sqrt{T} | Lectura |
|--------|--------|------------|---------|
| [min] | X0,002 | | |
| 0,00 | 136,00 | 0,00 | 0,272 |
| 0,01 | 214,00 | 0,10 | 0,428 |
| 0,05 | 221,00 | 0,22 | 0,442 |
| 0,20 | 227,00 | 0,45 | 0,454 |
| 1,00 | 233,00 | 1,00 | 0,466 |
| 2,00 | 239,00 | 1,41 | 0,478 |
| 4,00 | 241,00 | 2,00 | 0,482 |
| 6,25 | 252,00 | 2,50 | 0,504 |
| 12,40 | 258,00 | 3,52 | 0,516 |
| 30,00 | 265,00 | 5,48 | 0,530 |
| 90,00 | 271,00 | 9,49 | 0,542 |
| 120,00 | 272,00 | 10,95 | 0,544 |
| 240,00 | 274,00 | 15,49 | 0,548 |
| 480,00 | 284,00 | 21,91 | 0,568 |

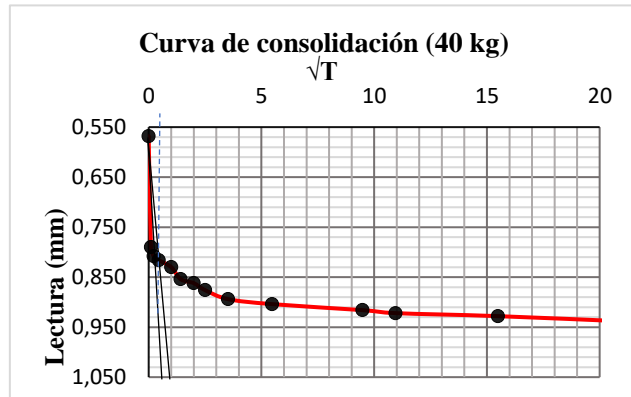


| | | |
|---------------------|---------|---------------------|
| $\sqrt{t_{90\%}}$ = | 0,55 | min ² |
| $t_{90\%}$ = | 0,3025 | min |
| $t_{90\%}$ = | 0,848 | |
| Hdr ² = | 0,00964 | m ² |
| Cv= | 0,02702 | m ² /min |

Peso = **40,00 Kg**
 Esfuerzo = 2,04 Kg/cm²

| | |
|---------|-------|
| Hi (cm) | 1,998 |
| Hf (cm) | 1,961 |

| TIEMPO | DEF.V | \sqrt{T} | Lectura |
|--------|--------|------------|---------|
| [min] | X0,002 | | |
| 0,00 | 284,00 | 0,00 | 0,568 |
| 0,01 | 395,00 | 0,10 | 0,790 |
| 0,05 | 404,00 | 0,22 | 0,808 |
| 0,20 | 408,00 | 0,45 | 0,816 |
| 1,00 | 415,00 | 1,00 | 0,830 |
| 2,00 | 427,00 | 1,41 | 0,854 |
| 4,00 | 431,00 | 2,00 | 0,862 |
| 6,25 | 438,00 | 2,50 | 0,876 |
| 12,40 | 447,00 | 3,52 | 0,894 |
| 30,00 | 452,00 | 5,48 | 0,904 |
| 90,00 | 458,00 | 9,49 | 0,916 |
| 120,00 | 461,00 | 10,95 | 0,922 |
| 240,00 | 464,00 | 15,49 | 0,928 |
| 480,00 | 470,00 | 21,91 | 0,940 |

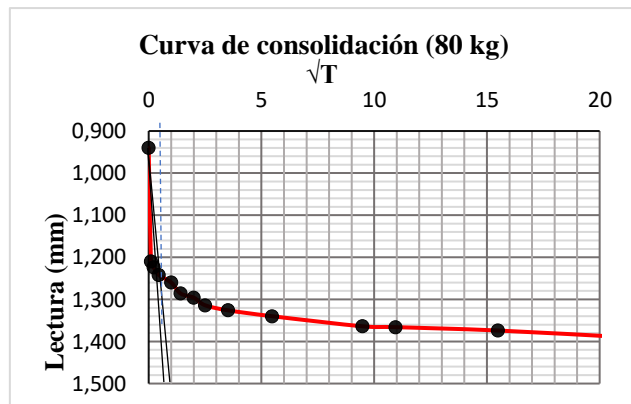


| | | |
|---------------------|---------|---------------------|
| $\sqrt{t_{90\%}}$ = | 0,55 | min ² |
| $t_{90\%}$ = | 0,3025 | min |
| $t_{90\%}$ = | 0,848 | |
| Hdr ² = | 0,0001 | m ² |
| Cv= | 0,00028 | m ² /min |

Peso = **80,00 Kg**
 Esfuerzo = 4,07 Kg/cm²

| | |
|---------|-------|
| Hi (cm) | 1,961 |
| Hf (cm) | 1,916 |

| TIEMPO | DEF.V | \sqrt{T} | Lectura |
|--------|--------|------------|---------|
| [min] | X0,002 | | |
| 0,00 | 470,00 | 0,00 | 0,940 |
| 0,01 | 605,00 | 0,10 | 1,210 |
| 0,05 | 612,00 | 0,22 | 1,224 |
| 0,20 | 621,00 | 0,45 | 1,242 |
| 1,00 | 630,00 | 1,00 | 1,260 |
| 2,00 | 643,00 | 1,41 | 1,286 |
| 4,00 | 648,00 | 2,00 | 1,296 |
| 6,25 | 657,00 | 2,50 | 1,314 |
| 12,40 | 663,00 | 3,52 | 1,326 |
| 30,00 | 670,00 | 5,48 | 1,340 |
| 90,00 | 682,00 | 9,49 | 1,364 |
| 120,00 | 683,00 | 10,95 | 1,366 |
| 240,00 | 687,00 | 15,49 | 1,374 |
| 480,00 | 696,00 | 21,91 | 1,392 |

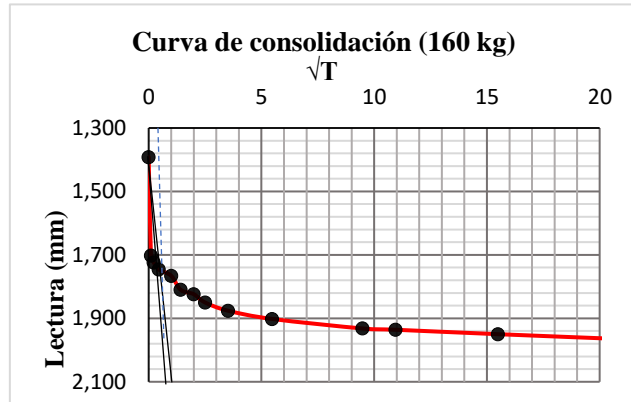


| | | |
|---------------------|---------|---------------------|
| $\sqrt{t_{90\%}}$ = | 0,55 | min ² |
| $t_{90\%}$ = | 0,3025 | min |
| $t_{90\%}$ = | 0,848 | |
| Hdr ² = | 0,0001 | m ² |
| Cv= | 0,00028 | m ² /min |

Peso = **160,00 Kg**
 Esfuerzo = 8,15 Kg/cm²

| | |
|---------|-------|
| Hi (cm) | 1,916 |
| Hf (cm) | 1,858 |

| TIEMPO | DEF.V | \sqrt{T} | Lectura |
|--------|--------|------------|---------|
| [min] | X0,002 | | |
| 0,00 | 696,00 | 0,00 | 1,392 |
| 0,01 | 851,00 | 0,10 | 1,702 |
| 0,05 | 862,00 | 0,22 | 1,724 |
| 0,20 | 873,00 | 0,45 | 1,746 |
| 1,00 | 883,00 | 1,00 | 1,766 |
| 2,00 | 905,00 | 1,41 | 1,810 |
| 4,00 | 912,00 | 2,00 | 1,824 |
| 6,25 | 925,00 | 2,50 | 1,850 |
| 12,40 | 938,00 | 3,52 | 1,876 |
| 30,00 | 951,00 | 5,48 | 1,902 |
| 90,00 | 966,00 | 9,49 | 1,932 |
| 120,00 | 968,00 | 10,95 | 1,936 |
| 240,00 | 975,00 | 15,49 | 1,950 |
| 480,00 | 984,00 | 21,91 | 1,968 |

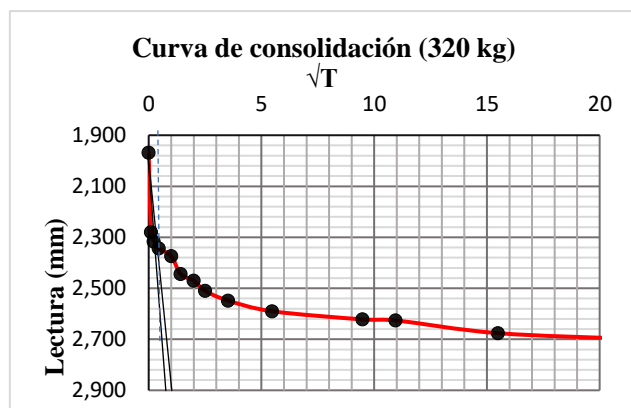


| | | |
|-------------------|---------|---------------------|
| $\sqrt{t_{90\%}}$ | 0,55 | min ² |
| $t_{90\%}$ | 0,3025 | min |
| $t_{90\%}$ | 0,848 | |
| Hdr ² | 0,0001 | m ² |
| Cv | 0,00028 | m ² /min |

Peso = **320,00 Kg**
 Esfuerzo = 16,30 Kg/cm²

| | |
|---------|-------|
| Hi (cm) | 1,858 |
| Hf (cm) | 1,785 |

| TIEMPO | DEF.V | \sqrt{T} | Lectura |
|--------|---------|------------|---------|
| [min] | X0,002 | | |
| 0,00 | 984,00 | 0,00 | 1,968 |
| 0,01 | 1140,00 | 0,10 | 2,280 |
| 0,05 | 1158,00 | 0,22 | 2,316 |
| 0,20 | 1172,00 | 0,45 | 2,344 |
| 1,00 | 1187,00 | 1,00 | 2,374 |
| 2,00 | 1222,00 | 1,41 | 2,444 |
| 4,00 | 1235,00 | 2,00 | 2,470 |
| 6,25 | 1255,00 | 2,50 | 2,510 |
| 12,40 | 1274,00 | 3,52 | 2,548 |
| 30,00 | 1295,00 | 5,48 | 2,590 |
| 90,00 | 1311,00 | 9,49 | 2,622 |
| 120,00 | 1313,00 | 10,95 | 2,626 |
| 240,00 | 1338,00 | 15,49 | 2,676 |
| 480,00 | 1350,00 | 21,91 | 2,700 |



| | | |
|-------------------|---------|---------------------|
| $\sqrt{t_{90\%}}$ | 0,55 | min ² |
| $t_{90\%}$ | 0,3025 | min |
| $t_{90\%}$ | 0,848 | |
| Hdr ² | 0,0001 | m ² |
| Cv | 0,00028 | m ² /min |

| Relación de vacíos | |
|---|---------------|
| Datos: | M. inalterada |
| Peso de la probeta $W_{so} =$ (gr) | 73,59 |
| Peso saturado de la probeta $W_s =$ (gr) | 87,81 |
| Peso seco de la probeta $W_s =$ (gr) | 69,16 |
| Área de la probeta $A =$ (cm ²) | 19,63 |
| Densidad de los sólidos del suelo $G_s =$ | 2,74 |
| Peso específico del agua $\gamma_w =$ (gr/cm ³) | 0,98 |

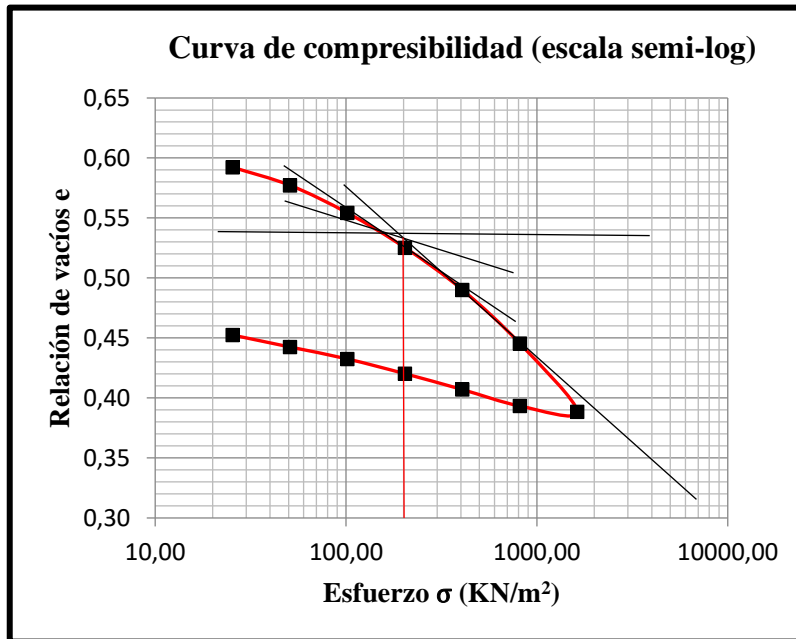
| Contenido de humedad | |
|----------------------|-------|
| W_i (%) = | 6,41 |
| W_f (%) = | 26,97 |

| Grado de saturación | |
|---------------------|-------|
| S_o (%) = | 16,65 |
| S_f (%) = | 72,04 |

| Descarga | | | | | | | |
|----------------------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Peso kg. | 5 | 10 | 20 | 40 | 80 | 160 | 320 |
| lect. Final | 938,00 | 1002,00 | 1066,00 | 1145,00 | 1230,00 | 1318,00 | 1350,00 |
| Expansión | 0,188 | 0,200 | 0,213 | 0,229 | 0,246 | 0,264 | 0,270 |
| Hf (cm) | 1,867 | 1,855 | 1,842 | 1,826 | 1,809 | 1,791 | 1,785 |
| Esfuerzo KN/m ² | 25,46 | 50,93 | 101,86 | 203,72 | 407,44 | 814,87 | 1629,75 |

| Esfuerzo (KN/m ²) | Final (H) (mm) | $H_s = W_s / (A * G_s * \gamma_w)$ | $H_v = H - H_s$ (mm) | $e = H_v / H_s$ | a_v (m ² /KN) | m_v (m ² /KN) |
|-------------------------------|----------------|------------------------------------|----------------------|-----------------|----------------------------|----------------------------|
| 0,00 | 20,00 | 12,86 | 7,14 | 0,56 | | |
| 25,46 | 20,47 | 12,86 | 7,61 | 0,59 | 0,00144 | 0,00144 |
| 50,93 | 20,28 | 12,86 | 7,42 | 0,58 | 0,00059 | 0,00059 |
| 101,86 | 19,98 | 12,86 | 7,12 | 0,55 | 0,00045 | 0,00045 |
| 203,72 | 19,61 | 12,86 | 6,75 | 0,53 | 0,00028 | 0,00028 |
| 407,44 | 19,16 | 12,86 | 6,30 | 0,49 | 0,00017 | 0,00017 |
| 814,87 | 18,58 | 12,86 | 5,72 | 0,45 | 0,00011 | 0,00011 |
| 1629,75 | 17,85 | 12,86 | 4,99 | 0,39 | 0,00007 | 0,00007 |
| 814,87 | 17,91 | 12,86 | 5,06 | 0,39 | | |
| 407,44 | 18,09 | 12,86 | 5,23 | 0,41 | | |
| 203,72 | 18,26 | 12,86 | 5,40 | 0,42 | | |
| 101,86 | 18,42 | 12,86 | 5,56 | 0,43 | | |
| 50,93 | 18,55 | 12,86 | 5,69 | 0,44 | | |
| 25,46 | 18,67 | 12,86 | 5,82 | 0,45 | | |

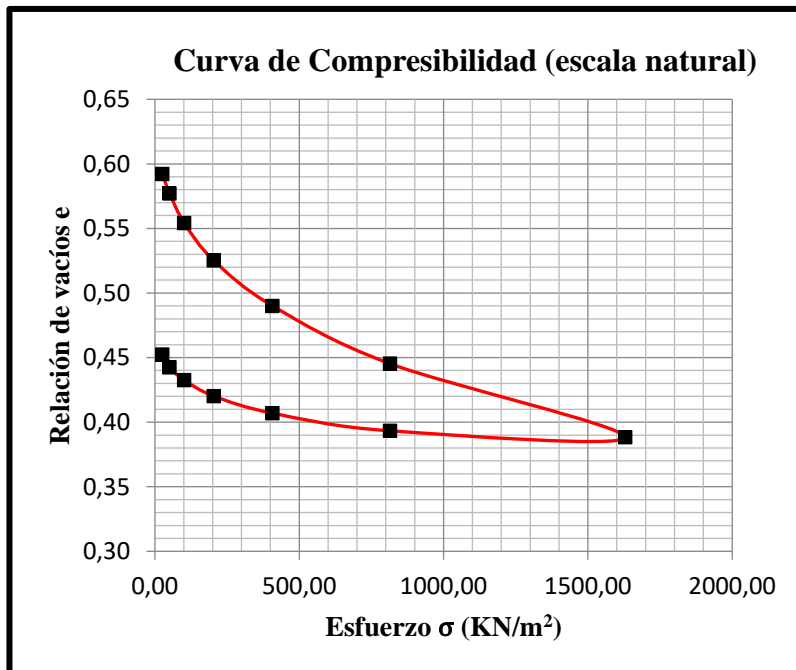
Figura 70. Curva de compresibilidad



| | |
|---------------|------------|
| $\sigma'_c =$ | 200 |
|---------------|------------|

| | |
|------------------|--------------|
| Cálculo de C_c | |
| $e_1 =$ | 0,388 |
| $e_2 =$ | 0,535 |
| $\sigma'_1 =$ | 210,00 |
| $\sigma'_2 =$ | 1629,75 |
| $C_c =$ | 0,165 |

| | |
|------------------|--------------|
| Cálculo de C_r | |
| $e_3 =$ | 0,577 |
| $e_4 =$ | 0,554 |
| $\sigma'_3 =$ | 50,93 |
| $\sigma'_4 =$ | 101,86 |
| $C_r =$ | 0,076 |



| | |
|------------------|--------------|
| Cálculo de C_s | |
| $e_5 =$ | 0,442 |
| $e_6 =$ | 0,452 |
| $\sigma'_5 =$ | 50,93 |
| $\sigma'_6 =$ | 25,46 |
| $C_s =$ | 0,033 |

Fuente: Propia

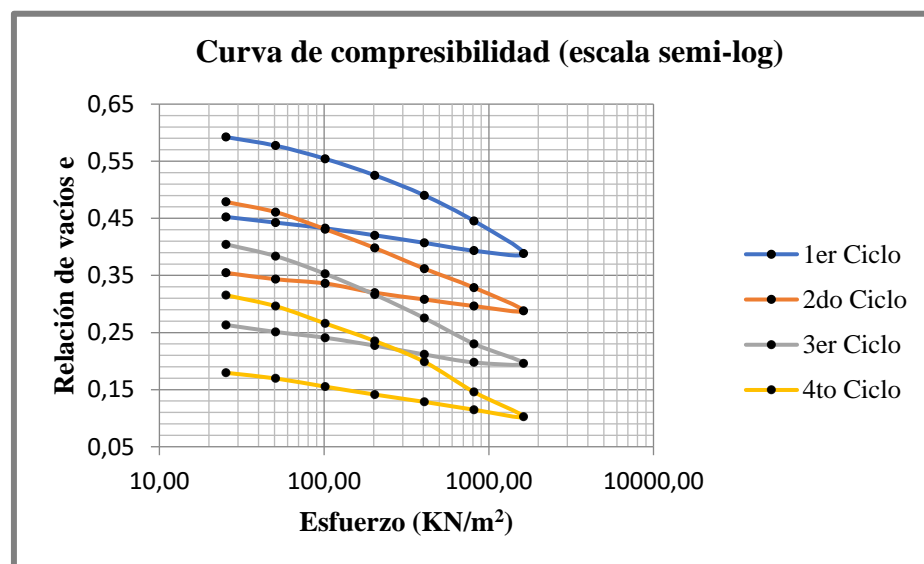
Zona Torrecillas (NT).

Resumen muestra M1.

| Coeficiente de consolidación C_v (m^2/min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nº de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00024 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 |
| 2do ciclo | 0,00017 | 0,00024 | 0,00024 | 0,00024 | 0,00024 | 0,00024 | 0,00024 |
| 3er ciclo | 0,00016 | 0,00019 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 |
| 4to ciclo | 0,00016 | 0,00019 | 0,00019 | 0,00019 | 0,00019 | 0,00019 | 0,00019 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-----------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Esfuerzo (KN/m^2) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,60 | 0,49 | 0,41 | 0,33 |
| 25,46 | 0,59 | 0,48 | 0,40 | 0,32 |
| 50,93 | 0,58 | 0,46 | 0,38 | 0,30 |
| 101,86 | 0,55 | 0,43 | 0,35 | 0,27 |
| 203,72 | 0,53 | 0,40 | 0,32 | 0,23 |
| 407,44 | 0,49 | 0,36 | 0,28 | 0,20 |
| 814,87 | 0,45 | 0,33 | 0,23 | 0,15 |
| 1629,75 | 0,39 | 0,29 | 0,20 | 0,10 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m^2) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 200 | 75 | 80 | 75 |

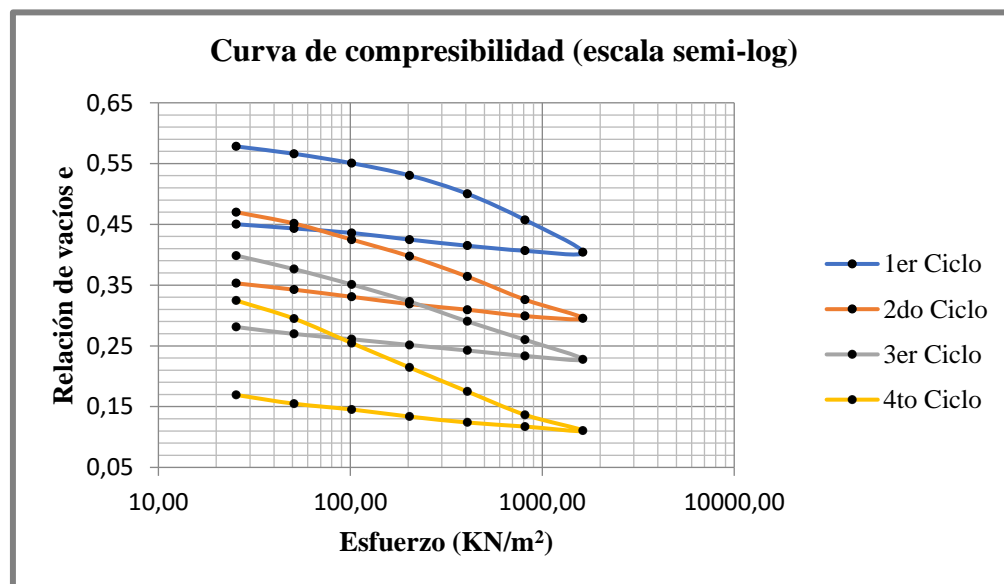


Resumen muestra M2

| Coeficiente de consolidación C_v (m ² /min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nº de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00020 | 0,00024 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 |
| 2do ciclo | 0,00021 | 0,00025 | 0,00025 | 0,00025 | 0,00025 | 0,00025 | 0,00025 |
| 3er ciclo | 0,00019 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 |
| 4to ciclo | 0,00017 | 0,00020 | 0,00020 | 0,00020 | 0,00020 | 0,00020 | 0,00020 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Esfuerzo (KN/m ²) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,59 | 0,48 | 0,41 | 0,33 |
| 25,46 | 0,58 | 0,47 | 0,40 | 0,32 |
| 50,93 | 0,57 | 0,45 | 0,38 | 0,29 |
| 101,86 | 0,55 | 0,42 | 0,35 | 0,25 |
| 203,72 | 0,53 | 0,40 | 0,32 | 0,21 |
| 407,44 | 0,50 | 0,36 | 0,29 | 0,17 |
| 814,87 | 0,46 | 0,33 | 0,26 | 0,14 |
| 1629,75 | 0,40 | 0,30 | 0,23 | 0,11 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m ²) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 210 | 120 | 110 | 65 |

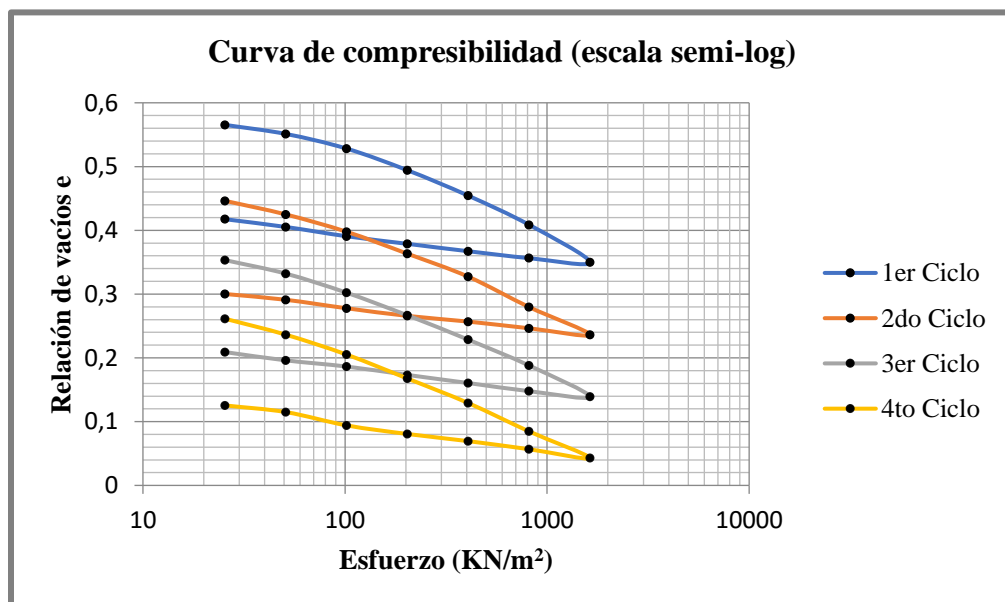


Resumen muestra M3

| Coeficiente de consolidación C_v (m^2/min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nº de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00020 | 0,00024 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00024 | 0,00024 | 0,00024 |
| 2do ciclo | 0,00017 | 0,00020 | 0,00020 | 0,00020 | 0,00024 | 0,00024 | 0,00024 |
| 3er ciclo | 0,00032 | 0,00018 | 0,00021 | 0,00021 | 0,00021 | 0,00021 | 0,00021 |
| 4to ciclo | 0,00013 | 0,00015 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-----------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Esfuerzo (KN/m^2) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,58 | 0,46 | 0,36 | 0,27 |
| 25,46 | 0,57 | 0,45 | 0,35 | 0,26 |
| 50,93 | 0,55 | 0,42 | 0,33 | 0,24 |
| 101,86 | 0,53 | 0,40 | 0,30 | 0,21 |
| 203,72 | 0,49 | 0,36 | 0,27 | 0,17 |
| 407,44 | 0,45 | 0,33 | 0,23 | 0,13 |
| 814,87 | 0,41 | 0,28 | 0,19 | 0,08 |
| 1629,75 | 0,35 | 0,24 | 0,14 | 0,04 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m^2) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 160 | 160 | 115 | 160 |

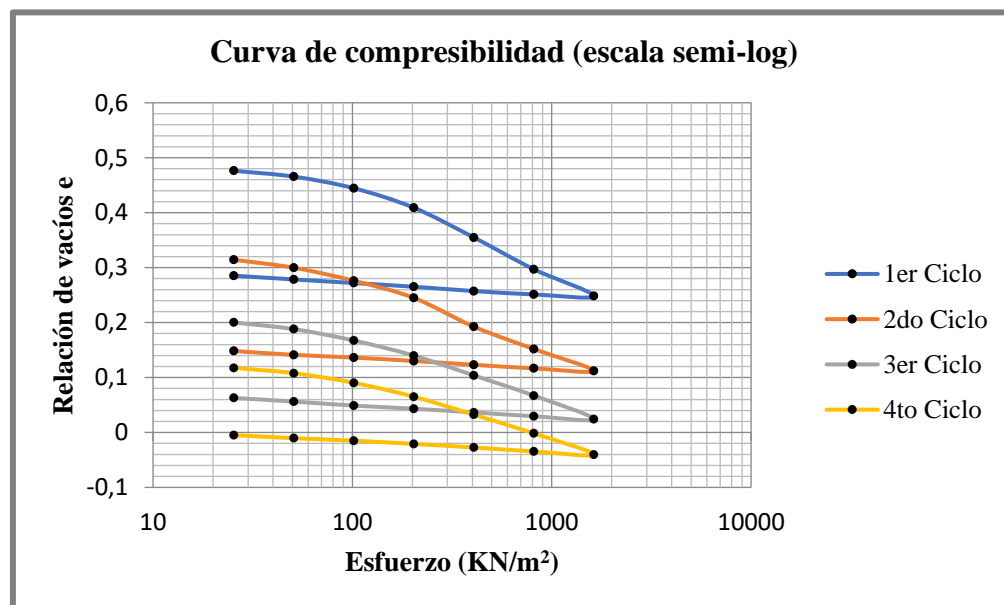


Resumen muestra M4

| Coeficiente de consolidación C_v (m ² /min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nº de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00024 | 0,00024 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 |
| 2do ciclo | 0,00019 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 |
| 3er ciclo | 0,00016 | 0,00019 | 0,00019 | 0,00019 | 0,00019 | 0,00019 | 0,00019 |
| 4to ciclo | 0,00011 | 0,00013 | 0,00013 | 0,00016 | 0,00016 | 0,00016 | 0,00016 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Esfuerzo (KN/m ²) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,49 | 0,32 | 0,21 | 0,13 |
| 25,46 | 0,48 | 0,31 | 0,20 | 0,12 |
| 50,93 | 0,47 | 0,30 | 0,19 | 0,11 |
| 101,86 | 0,44 | 0,28 | 0,17 | 0,09 |
| 203,72 | 0,41 | 0,24 | 0,14 | 0,06 |
| 407,44 | 0,35 | 0,19 | 0,10 | 0,03 |
| 814,87 | 0,30 | 0,15 | 0,07 | 0,00 |
| 1629,75 | 0,25 | 0,11 | 0,02 | -0,04 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m ²) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 210 | 170 | 170 | 170 |

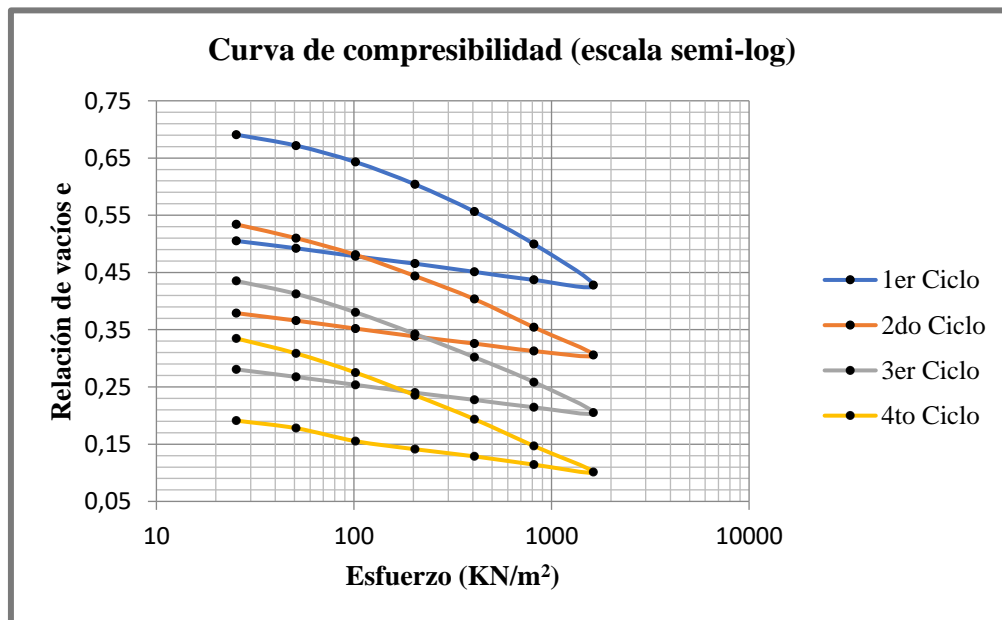


Resumen muestra M5

| Coeficiente de consolidación C_v (m^2/min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nº de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00024 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 |
| 2do ciclo | 0,00017 | 0,00020 | 0,00023 | 0,00023 | 0,00023 | 0,00023 | 0,00023 |
| 3er ciclo | 0,00017 | 0,00020 | 0,00020 | 0,00020 | 0,00020 | 0,00020 | 0,00020 |
| 4to ciclo | 0,00015 | 0,00015 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-----------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Esfuerzo (KN/m^2) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,70 | 0,54 | 0,45 | 0,34 |
| 25,46 | 0,69 | 0,53 | 0,44 | 0,33 |
| 50,93 | 0,67 | 0,51 | 0,41 | 0,31 |
| 101,86 | 0,64 | 0,48 | 0,38 | 0,28 |
| 203,72 | 0,60 | 0,44 | 0,34 | 0,24 |
| 407,44 | 0,56 | 0,40 | 0,30 | 0,19 |
| 814,87 | 0,50 | 0,35 | 0,26 | 0,15 |
| 1629,75 | 0,43 | 0,31 | 0,20 | 0,10 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m^2) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 150 | 103 | 120 | 115 |

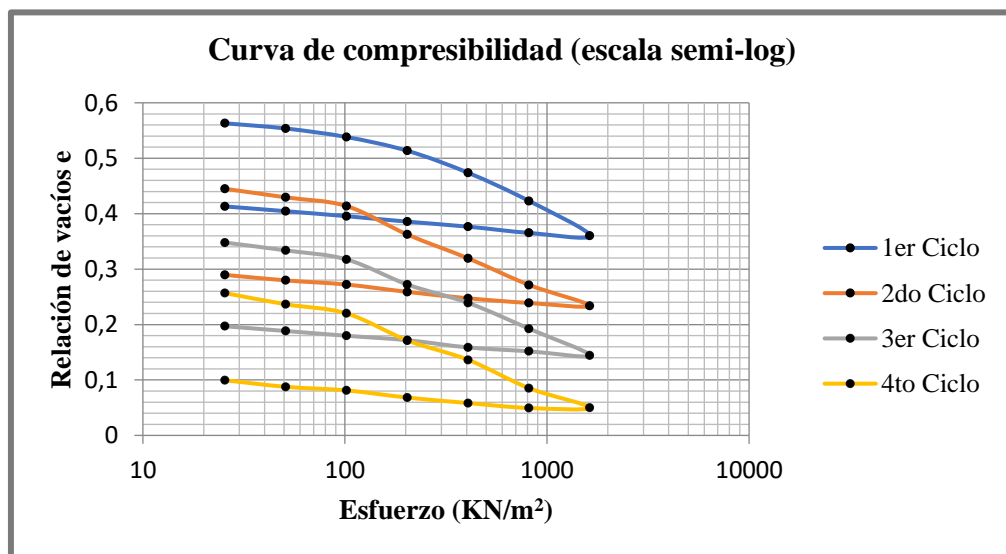


Zona San Blas
Resumen muestra M1

| Coeficiente de consolidación C_v (m ² /min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| N° de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00024 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 |
| 2do ciclo | 0,00021 | 0,00021 | 0,00025 | 0,00025 | 0,00025 | 0,00025 | 0,00025 |
| 3er ciclo | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00021 | 0,00021 | 0,00021 | 0,00021 |
| 4to ciclo | 0,00015 | 0,00015 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Esfuerzo (KN/m ²) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,53 | 0,41 | 0,32 | 0,23 |
| 25,46 | 0,52 | 0,40 | 0,31 | 0,22 |
| 50,93 | 0,51 | 0,39 | 0,30 | 0,20 |
| 101,86 | 0,49 | 0,37 | 0,28 | 0,19 |
| 203,72 | 0,47 | 0,32 | 0,24 | 0,14 |
| 407,44 | 0,43 | 0,28 | 0,20 | 0,10 |
| 814,87 | 0,38 | 0,24 | 0,16 | 0,05 |
| 1629,75 | 0,32 | 0,20 | 0,11 | 0,02 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m ²) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 250 | 130 | 190 | 190 |

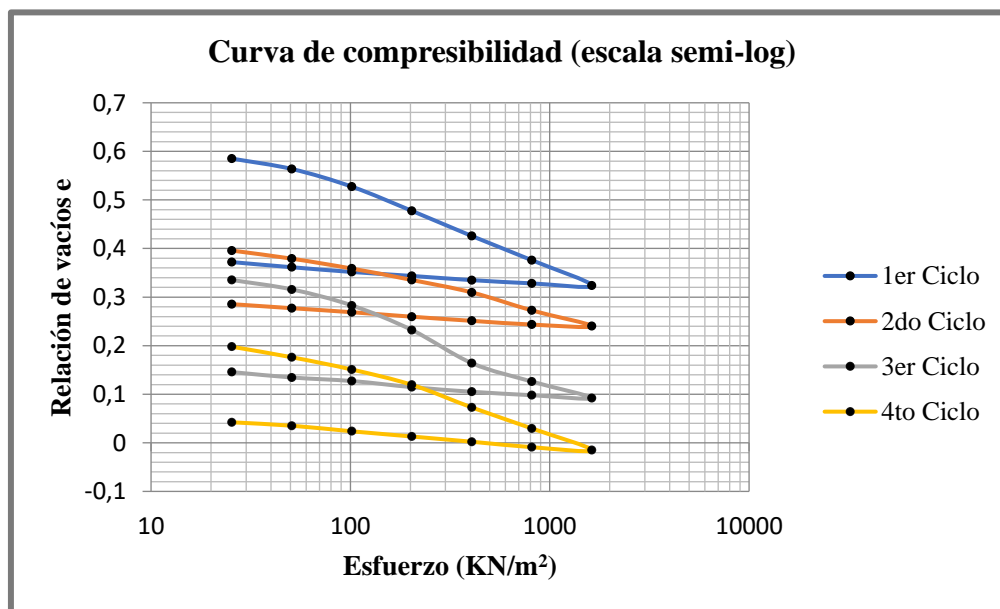


Resumen muestra M2

| Coeficiente de consolidación C_v (m^2/min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nº de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00024 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 |
| 2do ciclo | 0,00019 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 |
| 3er ciclo | 0,00017 | 0,00020 | 0,00020 | 0,00020 | 0,00020 | 0,00020 | 0,00020 |
| 4to ciclo | 0,00014 | 0,00016 | 0,00016 | 0,00016 | 0,00016 | 0,00016 | 0,00016 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-----------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Esfuerzo (KN/m^2) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,57 | 0,39 | 0,33 | 0,19 |
| 25,46 | 0,56 | 0,38 | 0,32 | 0,18 |
| 50,93 | 0,54 | 0,36 | 0,30 | 0,16 |
| 101,86 | 0,51 | 0,34 | 0,26 | 0,13 |
| 203,72 | 0,46 | 0,32 | 0,21 | 0,10 |
| 407,44 | 0,41 | 0,29 | 0,15 | 0,06 |
| 814,87 | 0,36 | 0,25 | 0,11 | 0,01 |
| 1629,75 | 0,30 | 0,22 | 0,08 | -0,03 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m^2) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 110 | 175 | 180 | 205 |

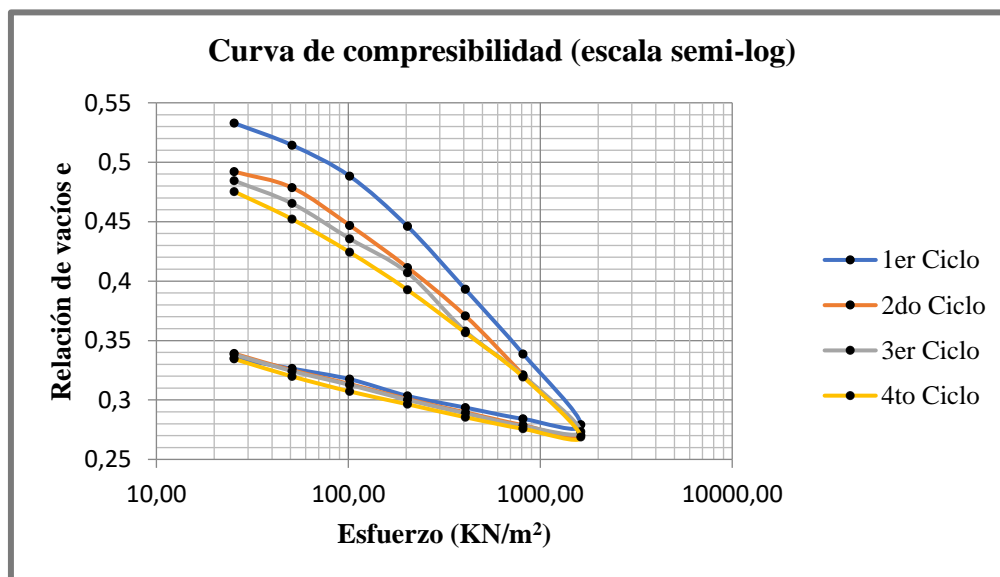


Resumen muestra M3

| Coeficiente de consolidación C_v (m ² /min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nº de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00024 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 |
| 2do ciclo | 0,00023 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |
| 3er ciclo | 0,00023 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |
| 4to ciclo | 0,00023 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Esfuerzo (KN/m ²) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,54 | 0,50 | 0,49 | 0,49 |
| 25,46 | 0,53 | 0,49 | 0,48 | 0,48 |
| 50,93 | 0,51 | 0,48 | 0,47 | 0,45 |
| 101,86 | 0,49 | 0,45 | 0,44 | 0,42 |
| 203,72 | 0,45 | 0,41 | 0,41 | 0,39 |
| 407,44 | 0,39 | 0,37 | 0,36 | 0,36 |
| 814,87 | 0,34 | 0,32 | 0,32 | 0,32 |
| 1629,75 | 0,28 | 0,27 | 0,27 | 0,27 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m ²) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 140 | 110 | 160 | 205 |

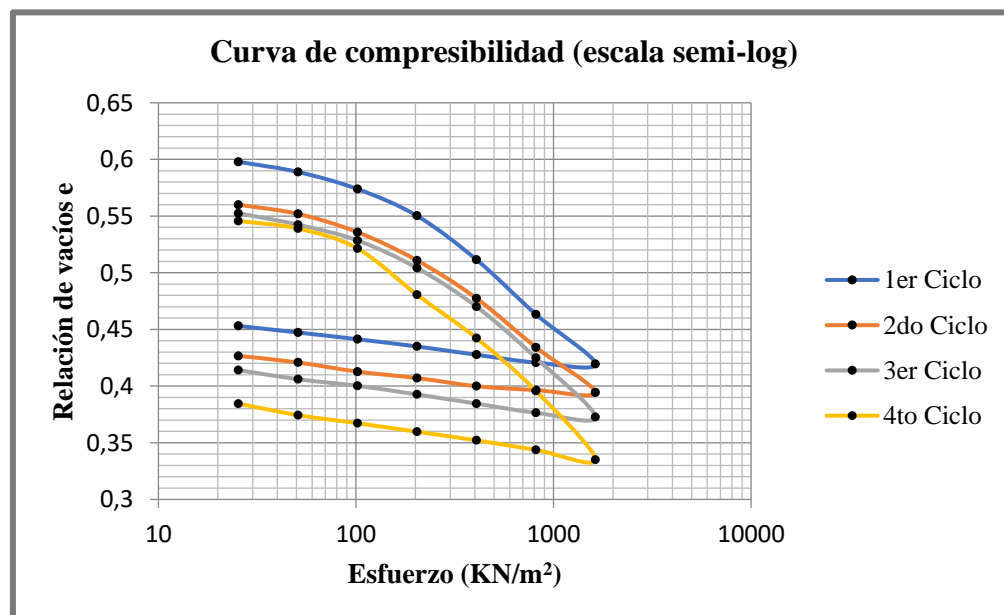


Resumen muestra M4

| Coeficiente de consolidación C_v (m ² /min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nº de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00024 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 |
| 2do ciclo | 0,00023 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |
| 3er ciclo | 0,00023 | 0,00023 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |
| 4to ciclo | 0,00023 | 0,00023 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Esfuerzo (KN/m ²) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,61 | 0,57 | 0,56 | 0,56 |
| 25,46 | 0,60 | 0,56 | 0,55 | 0,55 |
| 50,93 | 0,59 | 0,55 | 0,54 | 0,54 |
| 101,86 | 0,57 | 0,54 | 0,53 | 0,52 |
| 203,72 | 0,55 | 0,51 | 0,50 | 0,48 |
| 407,44 | 0,51 | 0,48 | 0,47 | 0,44 |
| 814,87 | 0,46 | 0,43 | 0,42 | 0,40 |
| 1629,75 | 0,42 | 0,39 | 0,37 | 0,34 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m ²) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 250 | 205 | 250 | 170 |

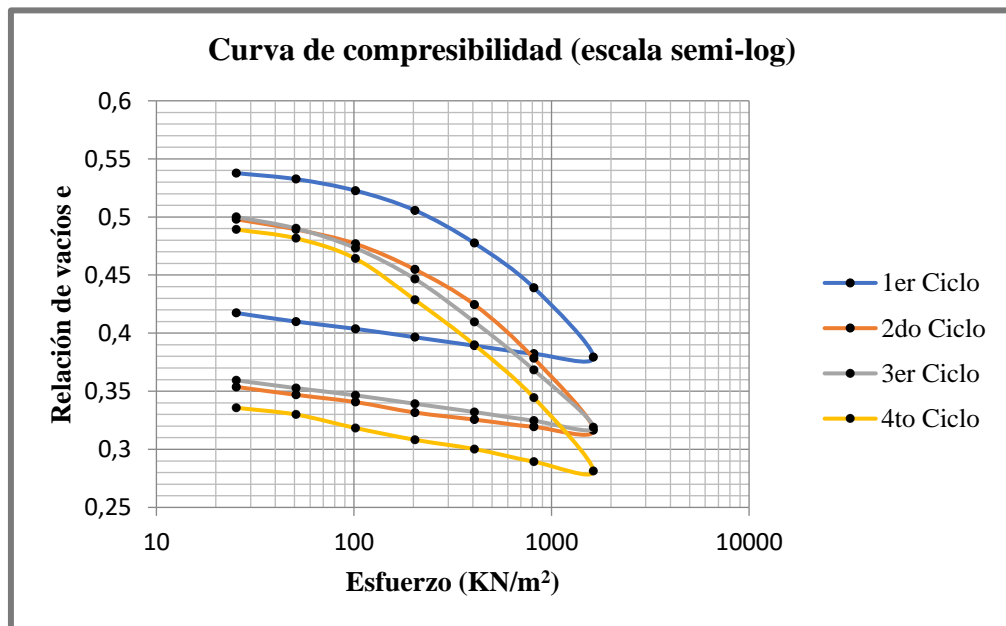


Resumen muestra M5

| Coeficiente de consolidación C_v (m ² /min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nº de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00020 | 0,00024 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 |
| 2do ciclo | 0,00023 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |
| 3er ciclo | 0,00023 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |
| 4to ciclo | 0,00023 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Esfuerzo (KN/m ²) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,55 | 0,51 | 0,51 | 0,50 |
| 25,46 | 0,54 | 0,50 | 0,50 | 0,49 |
| 50,93 | 0,53 | 0,49 | 0,49 | 0,48 |
| 101,86 | 0,52 | 0,48 | 0,47 | 0,46 |
| 203,72 | 0,51 | 0,45 | 0,45 | 0,43 |
| 407,44 | 0,48 | 0,42 | 0,41 | 0,39 |
| 814,87 | 0,44 | 0,38 | 0,37 | 0,34 |
| 1629,75 | 0,38 | 0,32 | 0,32 | 0,28 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m ²) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 305 | 305 | 201 | 200 |

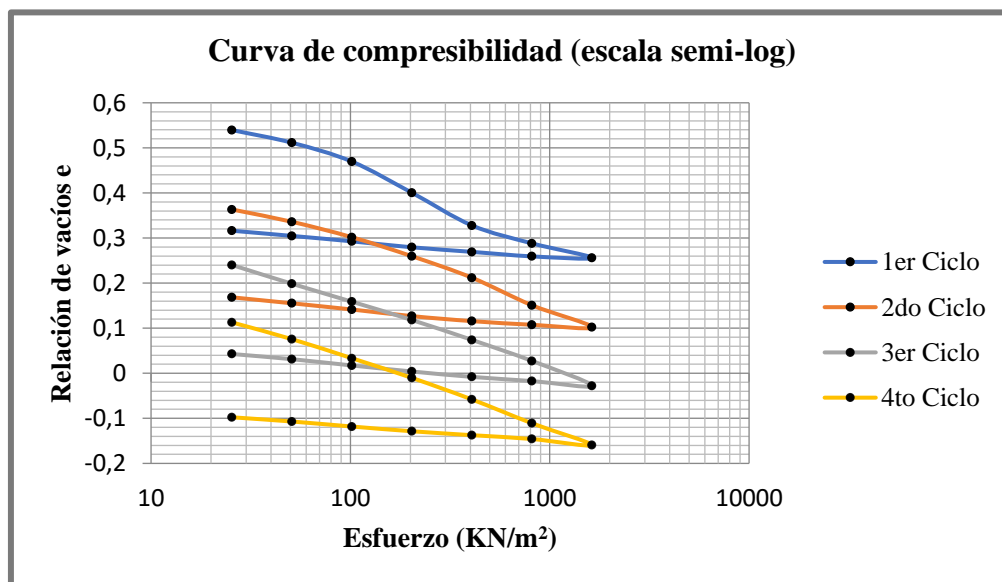


Zona La Torre
Resumen muestra M1

| Coeficiente de consolidación C_v (m ² /min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nº de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00020 | 0,00024 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 |
| 2do ciclo | 0,00018 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 |
| 3er ciclo | 0,00013 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 |
| 4to ciclo | 0,00010 | 0,00012 | 0,00012 | 0,00014 | 0,00014 | 0,00014 | 0,00014 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Esfuerzo (KN/m ²) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,55 | 0,37 | 0,25 | 0,12 |
| 25,46 | 0,54 | 0,36 | 0,24 | 0,11 |
| 50,93 | 0,51 | 0,34 | 0,20 | 0,08 |
| 101,86 | 0,47 | 0,30 | 0,16 | 0,03 |
| 203,72 | 0,40 | 0,26 | 0,12 | -0,01 |
| 407,44 | 0,33 | 0,21 | 0,07 | -0,06 |
| 814,87 | 0,29 | 0,15 | 0,03 | -0,11 |
| 1629,75 | 0,26 | 0,10 | -0,03 | -0,16 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m ²) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 110 | 170 | 160 | 160 |

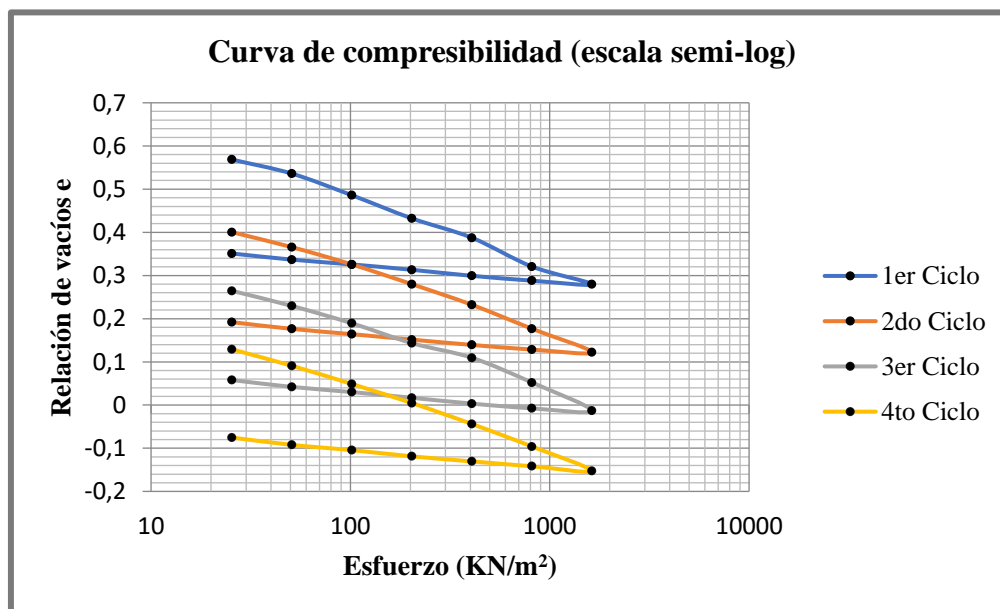


Resumen muestra M2

| Coeficiente de consolidación C_v (m ² /min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nº de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00020 | 0,00024 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 |
| 2do ciclo | 0,00019 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 | 0,00022 |
| 3er ciclo | 0,00013 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 | 0,00018 |
| 4to ciclo | 0,00012 | 0,00012 | 0,00014 | 0,00014 | 0,00014 | 0,00014 | 0,00014 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Esfuerzo (KN/m ²) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,49 | 0,33 | 0,21 | 0,08 |
| 25,46 | 0,48 | 0,32 | 0,20 | 0,07 |
| 50,93 | 0,45 | 0,29 | 0,16 | 0,03 |
| 101,86 | 0,40 | 0,25 | 0,12 | -0,01 |
| 203,72 | 0,35 | 0,21 | 0,08 | -0,05 |
| 407,44 | 0,31 | 0,16 | 0,05 | -0,10 |
| 814,87 | 0,25 | 0,11 | -0,01 | -0,15 |
| 1629,75 | 0,21 | 0,06 | -0,07 | -0,20 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m ²) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 100 | 105 | 120 | 160 |

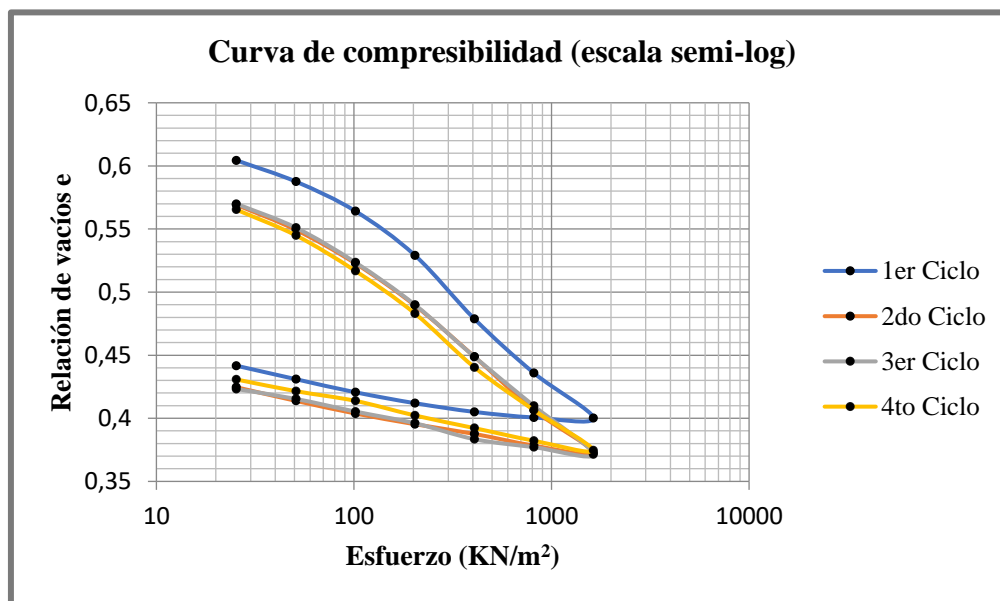


Resumen muestra M3

| Coeficiente de consolidación C_v (m ² /min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nº de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00024 | 0,00024 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 |
| 2do ciclo | 0,00020 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |
| 3er ciclo | 0,00020 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |
| 4to ciclo | 0,00023 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Esfuerzo (KN/m ²) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,61 | 0,58 | 0,58 | 0,58 |
| 25,46 | 0,60 | 0,57 | 0,57 | 0,57 |
| 50,93 | 0,59 | 0,55 | 0,55 | 0,54 |
| 101,86 | 0,56 | 0,52 | 0,52 | 0,52 |
| 203,72 | 0,53 | 0,49 | 0,49 | 0,48 |
| 407,44 | 0,48 | 0,45 | 0,45 | 0,44 |
| 814,87 | 0,44 | 0,41 | 0,41 | 0,41 |
| 1629,75 | 0,40 | 0,37 | 0,37 | 0,37 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m ²) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 170 | 105 | 115 | 160 |

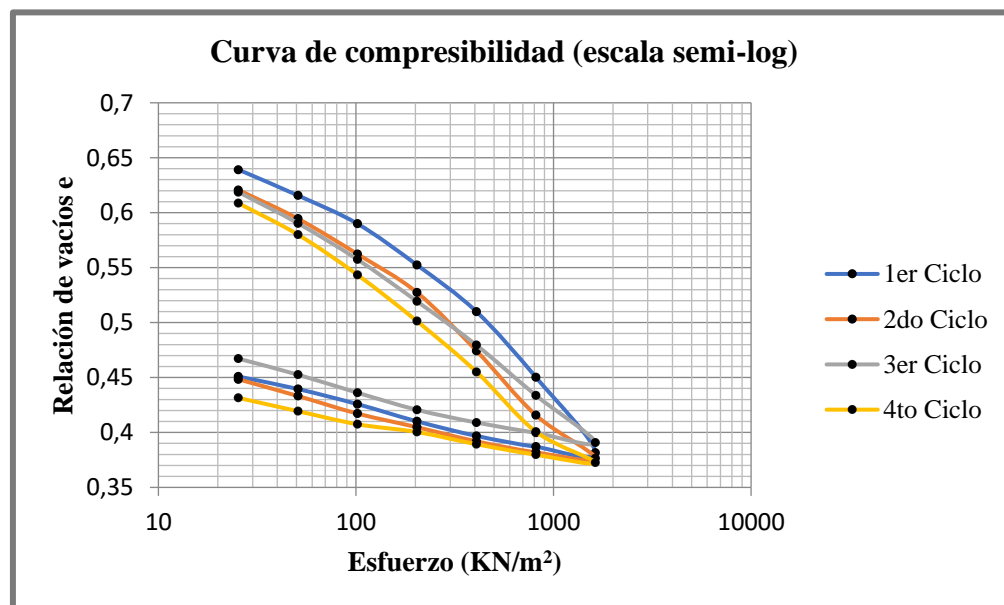


Resumen muestra M4

| Coeficiente de consolidación C_v (m ² /min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nº de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00020 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 |
| 2do ciclo | 0,00023 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |
| 3er ciclo | 0,00020 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |
| 4to ciclo | 0,00023 | 0,00023 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Esfuerzo (KN/m ²) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,65 | 0,63 | 0,63 | 0,62 |
| 25,46 | 0,64 | 0,62 | 0,62 | 0,61 |
| 50,93 | 0,62 | 0,59 | 0,59 | 0,58 |
| 101,86 | 0,59 | 0,56 | 0,56 | 0,54 |
| 203,72 | 0,55 | 0,53 | 0,52 | 0,50 |
| 407,44 | 0,51 | 0,47 | 0,48 | 0,46 |
| 814,87 | 0,45 | 0,42 | 0,43 | 0,40 |
| 1629,75 | 0,38 | 0,38 | 0,39 | 0,37 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m ²) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 202 | 230 | 202 | 190 |

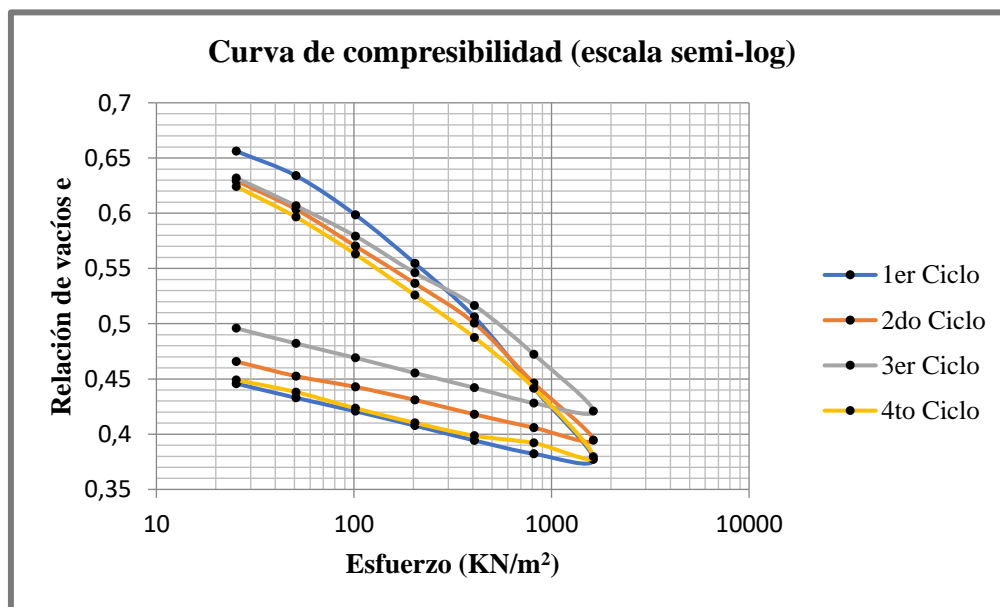


Resumen muestra M5

| Coeficiente de consolidación C_v (m ² /min) | | | | | | | |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Nº de ciclos | 5kg | 10kg | 20kg | 40kg | 80kg | 160kg | 320kg |
| 1er ciclo | 0,00020 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 | 0,00028 |
| 2do ciclo | 0,00023 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |
| 3er ciclo | 0,00023 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |
| 4to ciclo | 0,00019 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 | 0,00027 |

| Altura de vacíos e | | | | |
|-------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Esfuerzo (KN/m ²) | 1er ciclo e | 2do ciclo e | 3er ciclo e | 4to ciclo e |
| 0,00 | 0,67 | 0,64 | 0,64 | 0,63 |
| 25,46 | 0,66 | 0,63 | 0,63 | 0,62 |
| 50,93 | 0,63 | 0,60 | 0,61 | 0,60 |
| 101,86 | 0,60 | 0,57 | 0,58 | 0,56 |
| 203,72 | 0,55 | 0,54 | 0,55 | 0,53 |
| 407,44 | 0,51 | 0,50 | 0,52 | 0,49 |
| 814,87 | 0,44 | 0,45 | 0,47 | 0,44 |
| 1629,75 | 0,38 | 0,39 | 0,42 | 0,38 |

| Esfuerzo de recompresión σ'_c (KN/m ²) | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Ciclos | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| Esfuerzo | 200 | 210 | 210 | 200 |



Resumen del índice de compresión Cc de todas las muestras.

Tabla 19. Resultados del índice de compresión Cc

| Zona Torrecillas | | | | |
|-------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| Muestra | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| M1 | 0,165 | 0,186 | 0,198 | 0,205 |
| M2 | 0,142 | 0,142 | 0,135 | 0,196 |
| M3 | 0,189 | 0,167 | 0,181 | 0,168 |
| M4 | 0,176 | 0,164 | 0,150 | 0,141 |
| M5 | 0,229 | 0,207 | 0,191 | 0,192 |
| Zona San Blas | | | | |
| Muestra | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| M1 | 0,180 | 0,142 | 0,331 | 0,150 |
| M2 | 0,167 | 0,106 | 0,165 | 0,149 |
| M3 | 0,184 | 0,153 | 0,150 | 0,141 |
| M4 | 0,160 | 0,134 | 0,163 | 0,178 |
| M5 | 0,145 | 0,143 | 0,149 | 0,176 |
| Zona La Torre | | | | |
| Muestra | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| M1 | 0,253 | 0,206 | 0,161 | 0,187 |
| M2 | 0,192 | 0,160 | 0,191 | 0,173 |
| M3 | 0,168 | 0,139 | 0,131 | 0,146 |
| M4 | 0,199 | 0,199 | 0,154 | 0,158 |
| M5 | 0,212 | 0,163 | 0,135 | 0,176 |

Fuente: Propia

3.8 Aplicación práctica del ensayo de consolidación

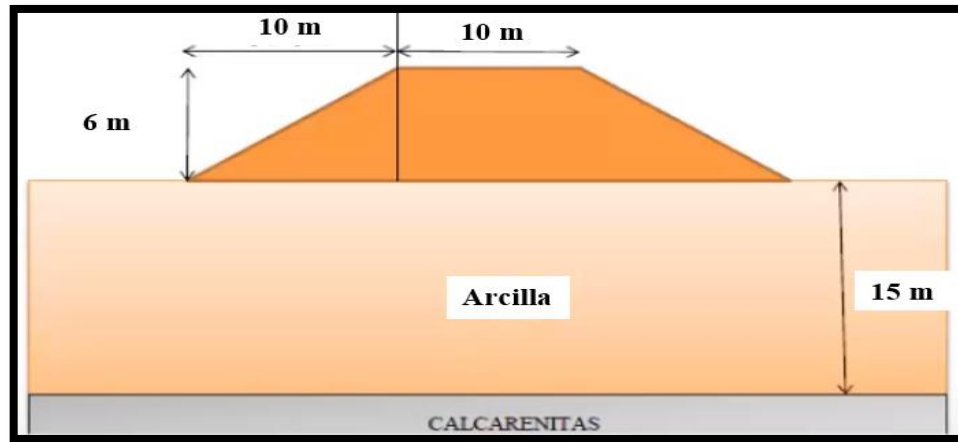
Con el objetivo de ilustrar esta memoria, vamos a realizar la simulación de un caso real de consolidación. Las simulaciones se realizarán para un terraplén de una obra lineal sobre un terreno arcilloso que se apoya en una base de calcarenitas, vamos a determinar el asiento en el centro de la banqueta. Las propiedades del terreno y la sobrecarga aplicada sobre el mismo, debido a la construcción de un terraplén, vienen recogidas en la siguiente tabla:

Tabla 20. propiedades del terreno.

| Propiedades del terreno | | | |
|-------------------------|-----------|---------|-------------------|
| Datos | Terraplen | Terreno | Uds. |
| $\gamma =$ | 20,00 | 17,50 | KN/m ³ |
| $\gamma_{sat} =$ | 21,00 | 18,00 | KN/m ³ |
| $\gamma_{agua} =$ | | 9,81 | KN/m ³ |

Fuente: Propia

Figura 71. Terraplén



Fuente: Propia

A la vista de los datos de la tabla, tenemos un estrato de suelo de 15 metros de espesor, en el cual vamos a aplicar una sobrecarga en superficie debida a la construcción de un terraplén.

Así, a la hora de realizar el cálculo los valores del coeficiente de consolidación (c_v), necesario para obtener los tiempos de consolidación de nuestro suelo, y los valores del

módulo de compresibilidad (av) y del índice de poros inicial (eo), necesarios para realizar un análisis de la magnitud de los asentamientos, vamos a tomar los correspondientes a la muestra 1 correspondientes al primer ciclo, que va de 5 kg a 320 kg. Estos datos se recogen en la siguiente tabla:

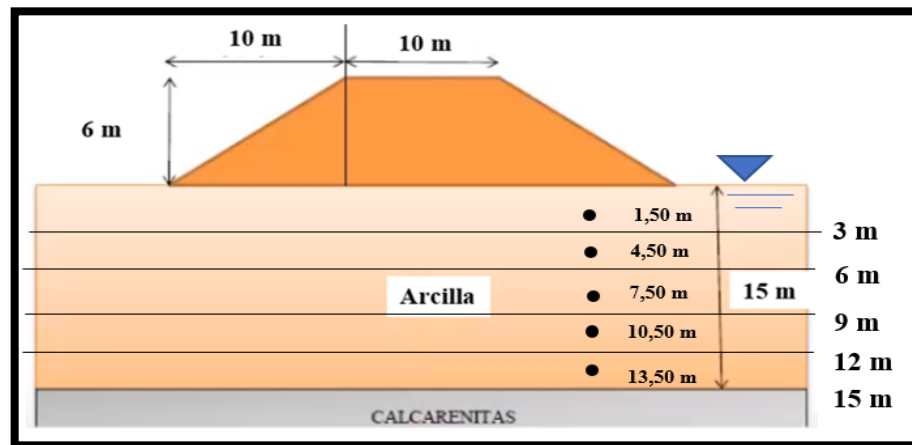
Tabla 21. Datos del estrato.

| Datos M1-NT | | |
|-------------|---------|---------------------|
| Cc | 0,17 | |
| Cs | 0,03 | |
| eo | 0,60 | |
| cv | 0,00028 | m ² /min |
| cv | 147,17 | m ² /año |
| av | 0,00024 | m ² /KN |

Fuente: Propia

A la hora de realizar las simulaciones, el terreno se ha dividido en 5 subdivisiones (o celdas). esta reticulación es suficiente para obtener una alta precisión en los resultados, con errores menores al 1%.

Figura 72. Subdivisión del estrato



Fuente: Propia

- **Evolución del esfuerzo efectivo y del exceso de presión de poro:**

Esta tabla ilustra de una manera muy clara como se desarrolla el proceso del paso de la presión de poro, inicialmente producida por la carga aplicada, a la matriz del suelo en forma de esfuerzo efectivo. Como se puede apreciar, aquellas partes del suelo que se

encuentran más próximas a la superficie drenante, disipan con mayor rapidez el exceso de presión de poro, aumentando más rápidamente el esfuerzo efectivo que soporta el terreno.

Tabla 22. Evolución de la presión de poro y esfuerzo efectivo.

| Altura (m) | Esfuerzo efectivo (KN/m ²) | Presion de poro (KN/m ²) | Esfuerzo final (KN/m ²) |
|------------|--|--------------------------------------|-------------------------------------|
| 1,50 | $\sigma_o = 27,00$ | $U_o = 15,00$ | $\sigma_o' = 12,00$ |
| 4,50 | $\sigma_o = 81,00$ | $U_o = 45,00$ | $\sigma_o' = 36,00$ |
| 7,50 | $\sigma_o = 135,00$ | $U_o = 75,00$ | $\sigma_o' = 60,00$ |
| 10,50 | $\sigma_o = 189,00$ | $U_o = 105,00$ | $\sigma_o' = 84,00$ |
| 13,50 | $\sigma_o = 243,00$ | $U_o = 135,00$ | $\sigma_o' = 108,00$ |

Fuente: Propia

- **Incremento de esfuerzo:**

El incremento de esfuerzo este sujeto a la construcción del terraplén sobre la superficie de arcilla, la cual genera debido a sus propiedades de material y dimensión un aumento de carga en los diferentes puntos del estrato de arcilla generando así mayor tensión vertical en cada partícula que lo compone.

Tabla 23. Incremento de esfuerzo.

| Altura (m) | Incremento de esfuerzo | | |
|------------|------------------------|--------|----------------------|
| 1,50 | $\Delta\sigma_z =$ | 119,71 | (KN/m ²) |
| 4,50 | $\Delta\sigma_z =$ | 114,59 | (KN/m ²) |
| 7,50 | $\Delta\sigma_z =$ | 104,41 | (KN/m ²) |
| 10,50 | $\Delta\sigma_z =$ | 93,04 | (KN/m ²) |
| 13,50 | $\Delta\sigma_z =$ | 82,48 | (KN/m ²) |

Fuente: Propia

- **Evolución del asentamiento total en superficie:**

Esta representación es de gran utilidad, pues nos informa directamente del asentamiento que tenemos en la superficie de nuestro terreno en todo momento. Para nuestro caso, el asentamiento final por consolidación es de 1,012 m.

Tabla 24. Evolución del asentamiento acumulado en superficie.

| Altura (m) | Asiento producido (m) | |
|------------|-----------------------|-------|
| 3,00 | $\Delta H =$ | 0,322 |
| 6,00 | $\Delta H =$ | 0,259 |
| 9,00 | $\Delta H =$ | 0,171 |
| 12,00 | $\Delta H =$ | 0,141 |
| 15,00 | $\Delta H =$ | 0,120 |
| | $\Delta H_{total} =$ | 1,012 |

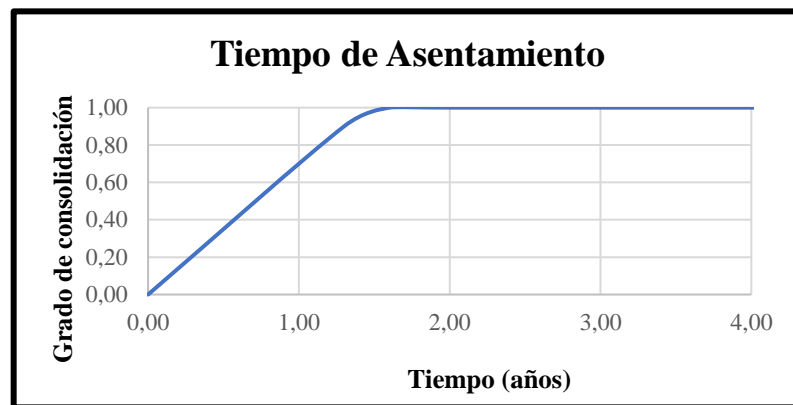
Fuente: Propia

- **Tiempo de asentamiento total en superficie:**

El tiempo calculado para el asentamiento total del estrato de arcilla es de 1,30 años, tiempo estimado por la metodología de Taylor y para un t90% de grado de consolidación.

| Tiempo de asiento | | |
|-------------------|-------|------|
| $T_v(90) =$ | 0,848 | |
| $t_{90} =$ | 1,30 | años |

Figura 73. Tiempo de asentamiento



Fuente: Propia

Una vez finalizado el estudio de la muestra podemos observar el comportamiento del suelo sujeto a un aumento de esfuerzos y sometido a diferentes fases de estado, el cual verifica a través de la consolidación el grado de asiento que tendrá la muestra suelo a través del tiempo, dato muy importante a considerar cuando se está construyendo una obra lineal sobre suelos arcillosos (CL) de baja compresibilidad.

3.9 Matrices de comparación de resultados

| Matriz de comparación | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|----------------------|-------|-------|---------------|------|------------|----------------------|-------|--------------------|-------|------------------------|--------|-----------------------|---------|---------------------|------|------------------------|--|---------------------------------|
| Zona Torrecillas | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Muestra | Límites de Atterberg | | | Clasificación | | Ciclos | humedad inicial (Wo) | | humedad final (Wf) | | Relación de vacíos (e) | | saturación inicial So | | saturación final Sf | | Análisis de saturación | Coeficiente de consolidación Cv m ² /min | Grado de consolidación Uz mm |
| | LL | LP | IP | AASHTO | SUCS | | % | (Wo) | % | (Wf) | eo | ef | % | (So) | % | (Sf) | | | |
| M1 | 31,41 | 19,22 | 12,19 | A-6 (9) | CL | 1er. Ciclo | 6,41 | 26,97 | 0,60 | 0,39 | 16,65 | 72,04 | Saturado | 0,00028 | 2,39 | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 26,01 | 0,49 | 0,29 | 0,00 | 79,43 | Saturado | 0,00024 | 2,35 | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 24,97 | 0,42 | 0,20 | 0,00 | 85,11 | Saturado | 0,00022 | 2,64 | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 24,54 | 0,33 | 0,10 | 0,00 | 99,96 | Saturado | 0,00019 | 2,72 | | | | |
| M2 | 39,29 | 21,94 | 17,35 | A-6 (11) | CL | 1er. Ciclo | 7,38 | 24,85 | 0,54 | 0,40 | 20,95 | 70,54 | Saturado | 0,00028 | 2,15 | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 23,92 | 0,42 | 0,30 | 0,00 | 80,52 | Saturado | 0,00025 | 2,34 | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 22,88 | 0,35 | 0,23 | 0,00 | 87,71 | Saturado | 0,00022 | 2,37 | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 21,86 | 0,28 | 0,11 | 0,00 | 99,65 | Saturado | 0,00020 | 2,94 | | | | |
| M3 | 32,14 | 19,40 | 12,74 | A-6 (10) | CL | 1er. Ciclo | 7,51 | 24,58 | 0,57 | 0,35 | 20,10 | 67,79 | Saturado | 0,00024 | 2,51 | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 23,35 | 0,45 | 0,24 | 0,00 | 75,03 | Saturado | 0,00024 | 2,66 | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 21,81 | 0,36 | 0,14 | 0,00 | 82,55 | Saturado | 0,00021 | 2,70 | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 20,36 | 0,27 | 0,04 | 0,00 | 96,12 | Saturado | 0,00018 | 2,76 | | | | |
| M4 | 36,87 | 15,04 | 21,84 | A-6 (13) | CL | 1er. Ciclo | 6,85 | 22,56 | 0,48 | 0,25 | 18,51 | 62,56 | Saturado | 0,00028 | 2,80 | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 21,99 | 0,32 | 0,11 | 0,00 | 77,95 | Saturado | 0,00022 | 2,64 | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 20,96 | 0,20 | 0,02 | 0,00 | 97,53 | Saturado | 0,00019 | 2,20 | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 20,39 | 0,12 | -0,04 | 0,00 | 131,07 | Saturado | 0,00016 | 1,93 | | | | |
| M5 | 37,46 | 17,78 | 19,68 | A-6 (12) | CL | 1er. Ciclo | 10,08 | 27,08 | 0,69 | 0,43 | 23,98 | 66,10 | Saturado | 0,00028 | 2,81 | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 24,84 | 0,54 | 0,31 | 0,00 | 70,88 | Saturado | 0,00023 | 2,65 | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 22,60 | 0,44 | 0,20 | 0,00 | 73,83 | Saturado | 0,00020 | 2,66 | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 20,36 | 0,34 | 0,10 | 0,00 | 79,75 | Saturado | 0,00018 | 2,70 | | | | |
| M4-I | 36,87 | 15,04 | 21,84 | A-6 (13) | CL | 1er. Ciclo | 4,50 | 25,99 | 0,74 | 0,52 | 9,85 | 56,87 | Saturado | 0,00028 | 2,33 | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 24,66 | 0,66 | 0,45 | 0,00 | 59,93 | Saturado | 0,00028 | 2,49 | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 24,31 | 0,57 | 0,37 | 0,00 | 64,26 | Saturado | 0,00023 | 2,34 | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 23,74 | 0,51 | 0,29 | 0,00 | 67,62 | Saturado | 0,00021 | 2,46 | | | | |

| Matriz de comparación | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|----------------------|-------|-------|---------------------|------|------------|----------------------|-------|--------------------|-------|------------------------|--------|-----------------------|---------|----------------------|----|------------------------|---------------------------------|--|---------------------------|
| Zona San Blas | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Muestra | Límites de Atterberg | | | Clasificación | | Ciclos | humedad inicial (Wo) | | humedad final (Wf) | | Relación de vacíos (e) | | saturación inicial So | | saturación final Sf | | Análisis de saturación | Coeficiente de consolidación Cv | | Grado de consolidación Uz |
| | LL | LP | IP | AASHTO | SUCS | | % | % | eo | ef | % | % | % | % | mm ² /min | mm | | | | |
| M1 | 20,85 | 10,53 | 10,32 | A-6 ⁽⁹⁾ | CL | 1er. Ciclo | 5,34 | 26,16 | 0,56 | 0,36 | 14,30 | 72,53 | Saturado | 0,00028 | 2,33 | | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 23,19 | 0,45 | 0,23 | 0,00 | 74,89 | Saturado | 0,00025 | 2,68 | | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 22,38 | 0,35 | 0,14 | 0,00 | 86,12 | Saturado | 0,00021 | 2,55 | | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 20,76 | 0,26 | 0,05 | 0,00 | 100,06 | Saturado | 0,00018 | 2,73 | | | | | |
| M2 | 23,70 | 13,12 | 10,58 | A-6 ⁽⁹⁾ | CL | 1er. Ciclo | 5,00 | 22,43 | 0,59 | 0,32 | 13,06 | 60,37 | Saturado | 0,00028 | 3,45 | | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 20,43 | 0,40 | 0,24 | 0,00 | 71,14 | Saturado | 0,00022 | 2,14 | | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 18,57 | 0,34 | 0,09 | 0,00 | 73,07 | Saturado | 0,00020 | 3,22 | | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 16,90 | 0,20 | -0,02 | 0,00 | 100,06 | Saturado | 0,00016 | 2,80 | | | | | |
| M3 | 31,01 | 19,56 | 11,45 | A-6 ⁽⁹⁾ | CL | 1er. Ciclo | 5,88 | 24,09 | 0,54 | 0,28 | 16,27 | 69,00 | Saturado | 0,00028 | 3,26 | | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 19,95 | 0,50 | 0,27 | 0,00 | 60,18 | Saturado | 0,00027 | 2,96 | | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 18,85 | 0,50 | 0,27 | 0,00 | 56,92 | Saturado | 0,00027 | 2,93 | | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 18,25 | 0,49 | 0,27 | 0,00 | 55,75 | Saturado | 0,00027 | 2,88 | | | | | |
| M4 | 32,04 | 20,03 | 12,01 | A-6 ⁽⁹⁾ | CL | 1er. Ciclo | 5,05 | 25,11 | 0,60 | 0,42 | 12,82 | 66,93 | Saturado | 0,00028 | 2,09 | | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 23,42 | 0,56 | 0,39 | 0,00 | 65,06 | Saturado | 0,00027 | 1,91 | | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 22,26 | 0,56 | 0,37 | 0,00 | 62,34 | Saturado | 0,00027 | 2,03 | | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 20,70 | 0,55 | 0,34 | 0,00 | 58,44 | Saturado | 0,00027 | 2,39 | | | | | |
| M5 | 29,24 | 14,68 | 14,56 | A-6 ⁽¹⁰⁾ | CL | 1er. Ciclo | 5,00 | 24,94 | 0,54 | 0,38 | 13,68 | 71,17 | Saturado | 0,00028 | 1,88 | | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 23,99 | 0,50 | 0,32 | 0,00 | 71,98 | Saturado | 0,00027 | 2,15 | | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 22,32 | 0,50 | 0,32 | 0,00 | 66,81 | Saturado | 0,00027 | 2,10 | | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 21,25 | 0,49 | 0,28 | 0,00 | 64,49 | Saturado | 0,00027 | 2,53 | | | | | |
| M2-1 | 23,70 | 13,12 | 10,58 | A-6 ⁽⁹⁾ | CL | 1er. Ciclo | 8,90 | 25,84 | 0,66 | 0,43 | 19,91 | 57,84 | Saturado | 0,00028 | 2,51 | | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 23,85 | 0,54 | 0,37 | 0,00 | 64,75 | Saturado | 0,00028 | 1,81 | | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 23,41 | 0,48 | 0,27 | 0,00 | 69,30 | Saturado | 0,00022 | 2,21 | | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 23,02 | 0,41 | 0,18 | 0,00 | 76,08 | Saturado | 0,00016 | 2,33 | | | | | |

| Matriz de comparación | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|----------------------|-------|-------|--------------------|------|------------|----------------------|-------|--------------------|-------|------------------------|--------|-----------------------|---------|---------------------|----|------------------------|---------------------------------|---------------------------|
| Zona La Torre | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Muestra | Límites de Atterberg | | | Clasificación | | Ciclos | humedad inicial (Wo) | | humedad final (Wf) | | Relación de vacíos (e) | | saturación inicial So | | saturación final Sf | | Análisis de saturación | Coeficiente de consolidación Cv | Grado de consolidación Uz |
| | LL | LP | IP | AASHTO | SUCS | | % | % | eo | ef | % | % | % | % | m ² /min | mm | | | |
| M1 | 21,14 | 11,04 | 10,10 | A-6 ⁽⁹⁾ | CL | 1er. Ciclo | 9,49 | 23,75 | 0,62 | 0,31 | 23,92 | 62,11 | Saturado | 0,00028 | 3,88 | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 20,25 | 0,44 | 0,15 | 0,00 | 66,77 | Saturado | 0,00022 | 3,68 | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 17,29 | 0,31 | 0,01 | 0,00 | 73,30 | Saturado | 0,00018 | 3,78 | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 16,86 | 0,18 | -0,12 | 0,00 | 111,14 | Saturado | 0,00014 | 3,84 | | | | |
| M2 | 35,18 | 23,32 | 11,86 | A-6 ⁽⁹⁾ | CL | 1er. Ciclo | 9,83 | 26,54 | 0,58 | 0,28 | 25,82 | 72,44 | Saturado | 0,00028 | 3,77 | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 24,08 | 0,41 | 0,12 | 0,00 | 82,34 | Saturado | 0,00022 | 3,72 | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 21,29 | 0,28 | -0,01 | 0,00 | 97,96 | Saturado | 0,00018 | 3,75 | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 18,59 | 0,14 | -0,15 | 0,00 | 147,37 | Saturado | 0,00014 | 3,77 | | | | |
| M3 | 28,92 | 17,57 | 11,36 | A-6 ⁽⁹⁾ | CL | 1er. Ciclo | 8,22 | 23,51 | 0,61 | 0,40 | 21,24 | 62,21 | Saturado | 0,00028 | 2,69 | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 20,28 | 0,57 | 0,37 | 0,00 | 55,56 | Saturado | 0,00027 | 2,33 | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 18,59 | 0,58 | 0,37 | 0,00 | 50,80 | Saturado | 0,00027 | 2,33 | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 15,92 | 0,57 | 0,37 | 0,00 | 43,80 | Saturado | 0,00027 | 2,24 | | | | |
| M4 | 21,64 | 10,43 | 11,21 | A-6 ⁽⁹⁾ | CL | 1er. Ciclo | 9,38 | 24,57 | 0,65 | 0,38 | 23,11 | 62,50 | Saturado | 0,00028 | 3,28 | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 23,72 | 0,63 | 0,38 | 0,00 | 61,30 | Saturado | 0,00027 | 3,01 | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 22,93 | 0,63 | 0,39 | 0,00 | 59,30 | Saturado | 0,00027 | 3,17 | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 21,64 | 0,62 | 0,37 | 0,00 | 56,47 | Saturado | 0,00027 | 2,98 | | | | |
| M5 | 33,52 | 22,71 | 10,82 | A-6 ⁽⁹⁾ | CL | 1er. Ciclo | 7,77 | 24,07 | 0,66 | 0,38 | 18,75 | 60,32 | Saturado | 0,00028 | 3,30 | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 22,83 | 0,64 | 0,39 | 0,00 | 58,54 | Saturado | 0,00027 | 2,86 | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 21,84 | 0,64 | 0,42 | 0,00 | 55,89 | Saturado | 0,00027 | 2,64 | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 20,02 | 0,63 | 0,38 | 0,00 | 51,65 | Saturado | 0,00027 | 2,85 | | | | |
| M3-1 | 28,92 | 17,57 | 11,36 | A-6 ⁽⁹⁾ | CL | 1er. Ciclo | 4,50 | 25,99 | 0,72 | 0,46 | 10,05 | 58,06 | Saturado | 0,00028 | 2,80 | | | | |
| | | | | | | 2do. Ciclo | 0,00 | 24,66 | 0,58 | 0,26 | 0,00 | 65,15 | Saturado | 0,00028 | 3,61 | | | | |
| | | | | | | 3er. Ciclo | 0,00 | 24,31 | 0,38 | 0,10 | 0,00 | 84,72 | Saturado | 0,00018 | 3,18 | | | | |
| | | | | | | 4to. Ciclo | 0,00 | 23,74 | 0,23 | -0,02 | 0,00 | 122,35 | Saturado | 0,00014 | 2,78 | | | | |

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

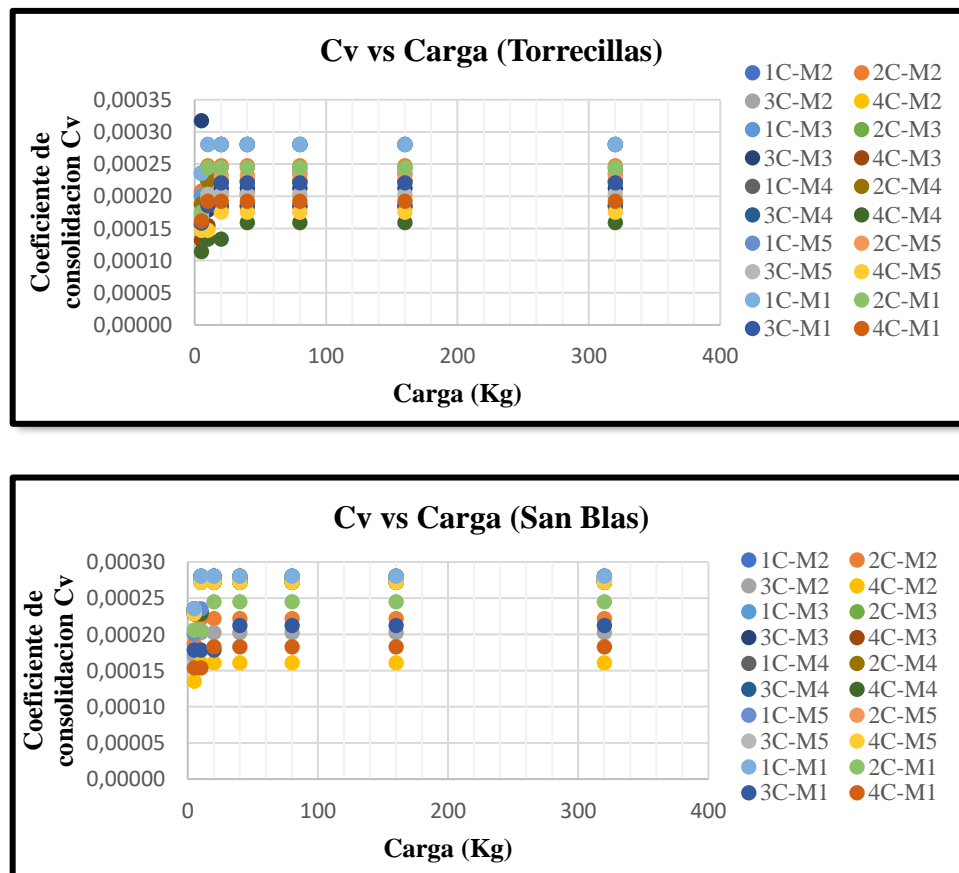
4.1 Resultados obtenidos

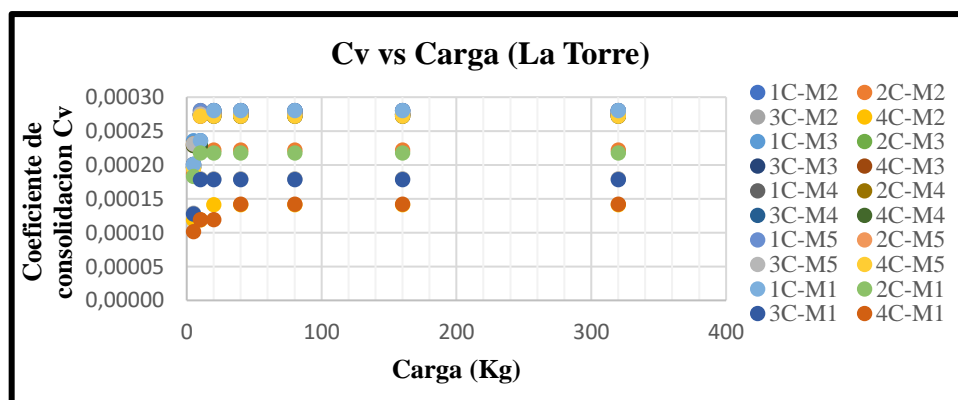
El presente capítulo tiene como objetivo reportar e interpretar los resultados obtenidos tras la estimación del coeficiente de consolidación C_v , relación de vacíos e , los esfuerzos y el grado de consolidación, mediante 15 muestras y a cuatro ciclos para cada una, haciendo un total de 60 ensayos de consolidación unidimensional.

4.2 Análisis del coeficiente de consolidación (C_v) obtenido

Los valores de C_v , obtenidos reportan una igualdad en la mayoría de sus cargas a excepción de las primeras y esto sucede en sus cuatro ciclos determinados, resultados obtenidos mediante la interpretación de la metodología de Taylor por el laboratorio.

Figura 74. Carga vs C_v interpretado por el método de Taylor





Fuente: Propia

Como podemos apreciar en las gráficas, los valores de C_v estimados por la metodología de Taylor tienen mayor dispersión y se estima que el valor de C_v es alto con respecto a los valores típicos, por tanto, describirá una recta de mayor inclinación en el primer segmento de la curva de deformación contra la raíz del tiempo, observando la gráfica apreciamos que para cada carga aumentada el valor de C_v se mantiene constante para las ultimas cargas aplicadas y solo varia para las primeras cuando la raíz del tiempo es mayor, podemos decir que para cada valor mayor de la raíz del tiempo se obtendrá menor C_v .

Como bien nos indica la teoría el coeficiente de consolidación C_v , indica el grado de deformación del suelo bajo un incremento de cargas determinada y vinculado a la velocidad del mismo bajo condición de drenaje vertical, de acuerdo a los valores obtenidos este análisis invita al lector a reflexionar sobre como la precisión y exactitud en la obtención del parámetro C_v mediante la interpretación visual de los tiempos de consolidación t_{90} , pueden interpretarse en varios modos y admitir distintas interpretaciones del parámetro C_v , por parte de quien se encuentra analizando.

Podemos decir en este apartado que la inexactitud en interpretación del valor del tiempo en función de la deformación t_{90} se transmite en forma directa al cálculo del parámetro C_v obtenida mediante Taylor. En el ámbito académico es completamente reconocido, el hecho de que para una misma muestra de suelo sometido a cuatro ciclos de saturación a un ensayo de consolidación se puedan interpretar distintos valores para el coeficiente de consolidación C_v si se comparan los resultados obtenidos mediante el método de Taylor como apreciaremos en la siguiente figura.

Tabla 25. Valores típicos del parámetro C_v

| Suelo | C_v (cm^2/s) $\cdot 10^{-2}$ |
|---|--|
| Arcilla de México (Leonards y Giraut, 1961) | 0,009-0,015 |
| Arcilla de San Francisco (Leonards y Giraut, 1961) | 0,020-0,040 |
| Limo orgánico (Lowe, Zaccheco y Fedelman, 1964) | 0,020-0,10 |
| Arcilla de Chicago (Terzaghi y Peck, 1967) | 0,085 |

Fuente: Holtz (1981)

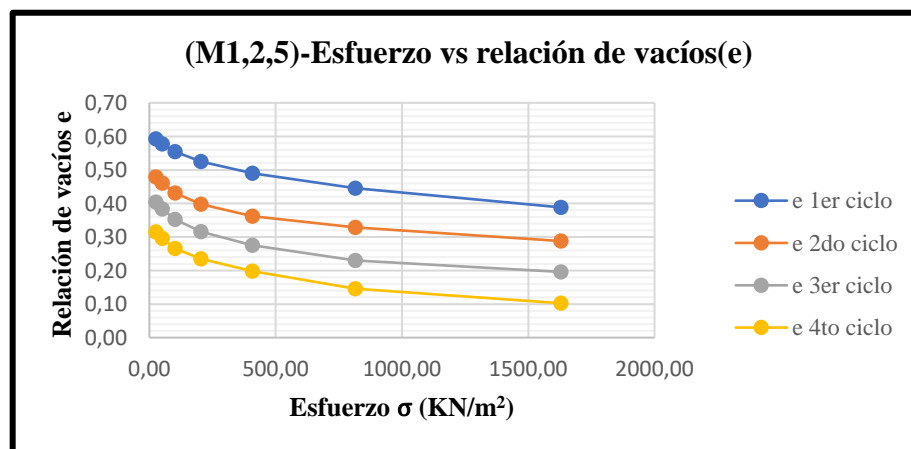
Esta tabla que reporta los valores de C_v obtenidos concuerdan con el rango de valores obtenidos en nuestras zonas de estudio, cuyo rango vario de 0,010-0,030 (cm^2/s) $\cdot 10^{-2}$, por tanto, los valores obtenidos resultan representativos.

4.3 Análisis de la relación de vacíos e en la prueba

Recordemos la modelización del suelo, compuesto por dos fases y que sucede cuando se aplica una carga, se disminuye la altura del mismo por que disminuye la altura de vacíos (y se expulsa agua al exterior) y por tanto se reduce la relación de vacíos e , cuanto mayor sea la relación de vacíos más suelto es el suelo en aumento de la proporción de huecos.

Zona Torrecillas.

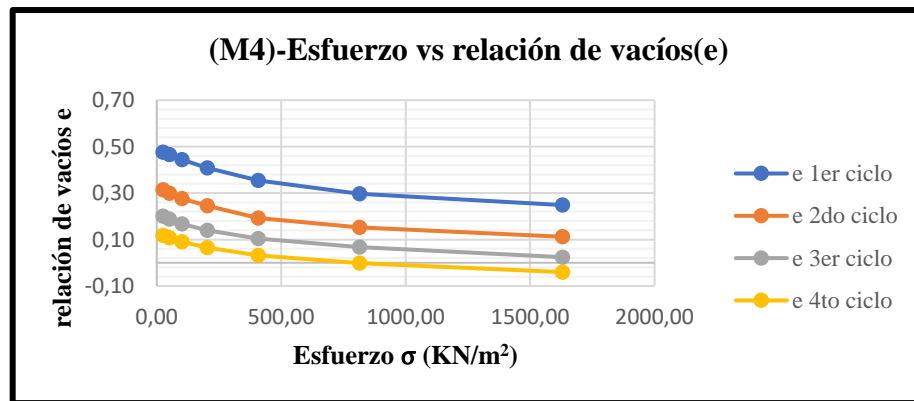
Figura 75. Relación de vacíos e de las muestras M(1,2,5)-NT



Fuente: Propia

Se puede observar en las muestras M1, M2 y M5 que existe una semejanza en sus valores de relación de vacíos, debido a que la deformación de la muestra en los cuatro ciclos es uniforme, donde el hundimiento provocado por las cargas solo tiene un 10% de diferencia en cada valor de relación de vacíos para cada carga.

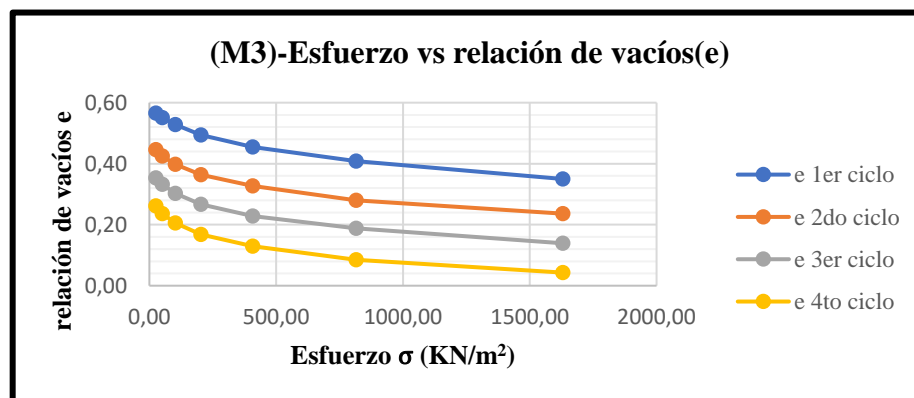
Figura 76. Relación de vacíos e de la muestra M4-NT



Fuente: Propia

Para la muestra M4 podemos observar que en los ciclos tercero y cuarto los valores de relación de vacíos son muy bajos a tal grado de presentarse valores negativos en el cuarto ciclo para una carga de 320 Kg dando un valor de -0,04 de relación de vacíos, indicando que la muestra en el cuarto ciclo para un peso de 160 Kg ya no presenta vacíos en su cuerpo, dando un reajuste en sus partículas y la expulsión de agua en su interior, dando un valor de relación de vacíos cerca de 0.

Figura 77. Relación de vacíos e de la muestra M3-NT

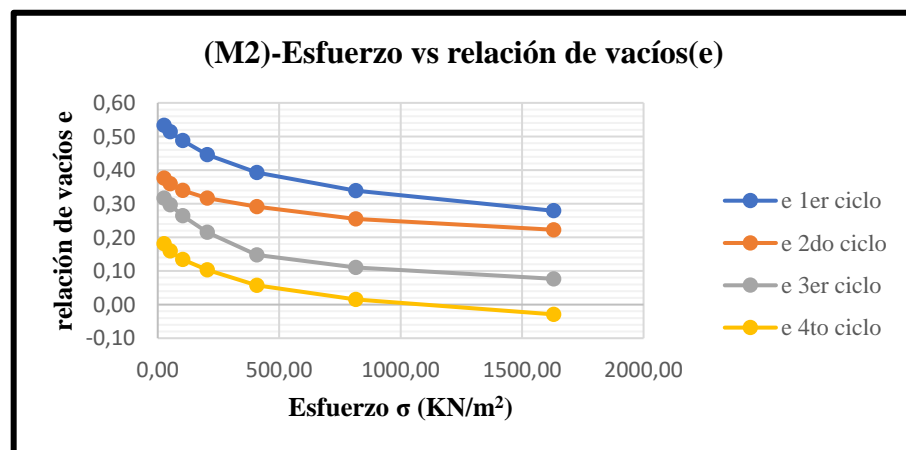
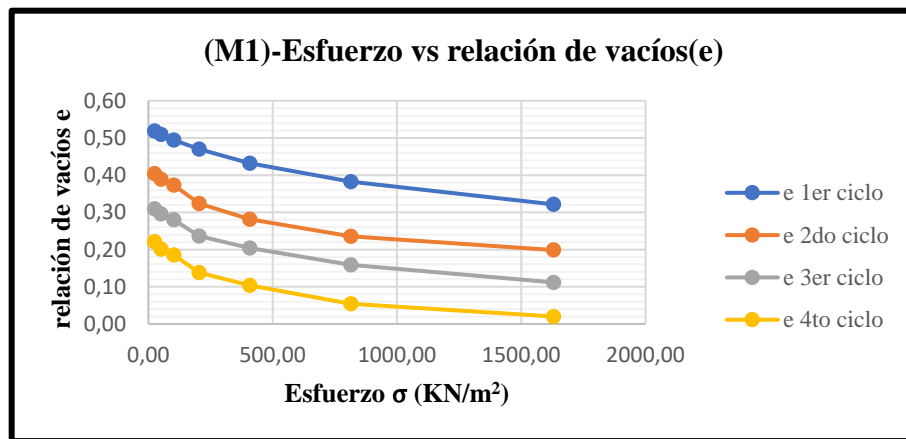


Fuente: Propia

Para la muestra M3 observamos que en sus primeros ciclos, la muestra tiene una disminución de relación de vacíos uniforme se podría decir que es similar el aumento de carga que viene siendo doble del anterior así como la disminución de vacíos que viene bajando de cierto rango ejemplo de (3 en 3) o (4 en 4) y con una variabilidad de un 20% en su disminución ; además observamos que en el cuarto ciclo ha tenido una disminución muy elevada de relación de vacíos a tal punto de acercarse a 0 indicando que la muestra tiende a resistir elevadas cargas, dándonos el producto de no cerrar sus vacíos por completo en la muestra.

Zona San Blas.

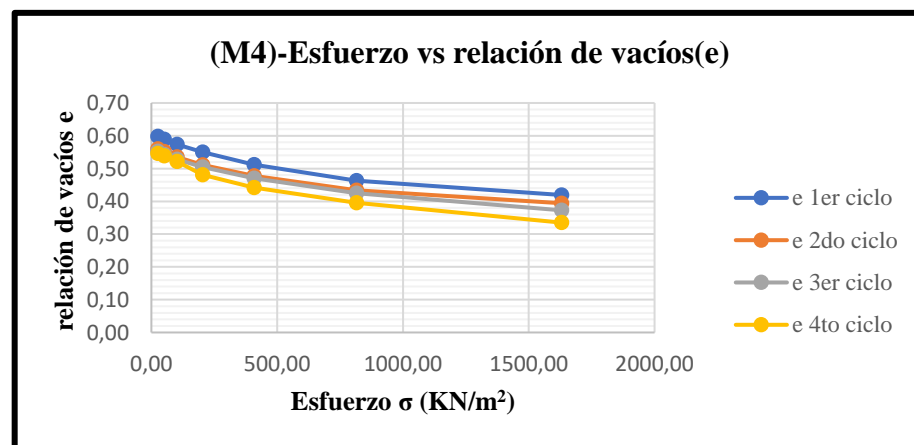
Figura 78. Relación de vacíos e de las muestras M(1,2)-SB



Fuente: Propia

Como bien observamos en ambas graficas la disminución o el descenso que tienen los resultados de la relación de vacíos es casi uniforme, al igual que las anteriores muestras de la otra zona definiendo así, que el doble aumento de carga en las muestras da igual porcentaje de disminución de vacíos, pero también denotamos lo siguiente, que en los primeros valores de relación de vacíos las gráficas marcan una pequeña curvatura dándole un cambio de pendiente con relación a los siguientes valores que vienen demarcando una misma pendiente en todo el tramo y esto se debe a que la relación de vacíos es muy pequeña en el inicio debido a que el suelo ya ha sido sometido a los esfuerzos de su era geológica por tanto los valores iniciales de vacíos tendrán un rango menor de disminución, dando una pendiente menor pronunciada, pasado el esfuerzo crítico los valores de la relación de vacíos tendrán mayor magnitud debido a que ese suelo no se ha enfrentado a los nuevos esfuerzos, y al hacerlo por primera vez los rangos de los valores de los vacíos serán mucho más altos que los primeros por encontrarse en el tramo virgen.

Figura 79. Relación de vacíos e de la muestra M4

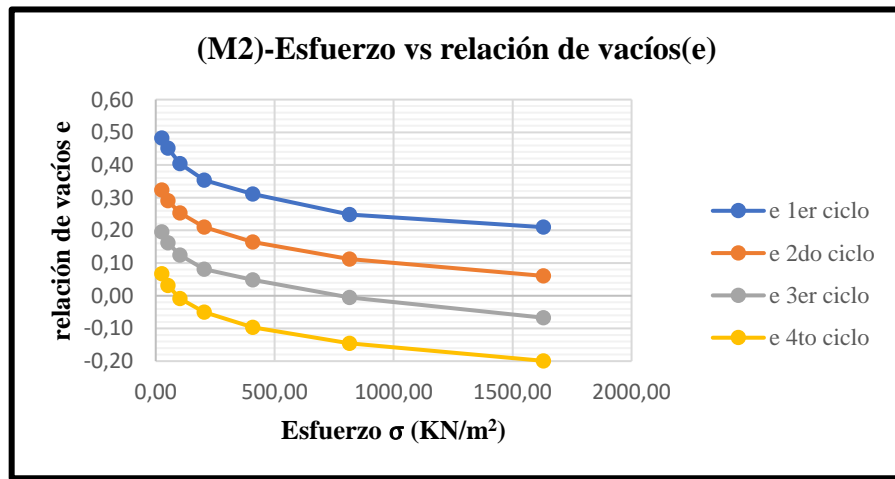


Fuente: Propia

Se puede observar en esta muestra, el elevado contenido de relación de vacíos que tiene, pero esto no influye a la rápida recuperación de la muestra debido a que contiene un elevado contenido de plasticidad o también podemos indicar que nos encontramos en presencia de arcilla expansiva, de ciclo a ciclo la muestra tiende a recuperar la misma cantidad de vacíos que había perdido indicando las favorables características mecánicas y físicas que tiene este suelo al ser puesto a prueba a grandes cantidades de carga.

Zona La Torre.

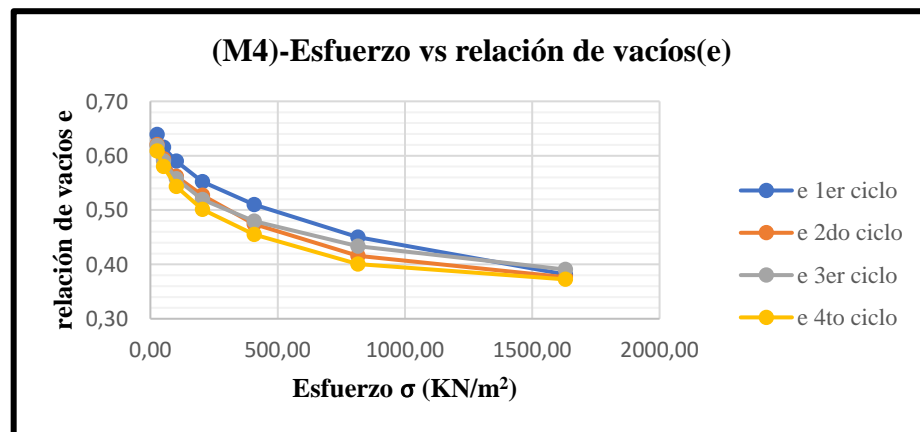
Figura 80. Relación de vacíos e de la muestra M2-LT

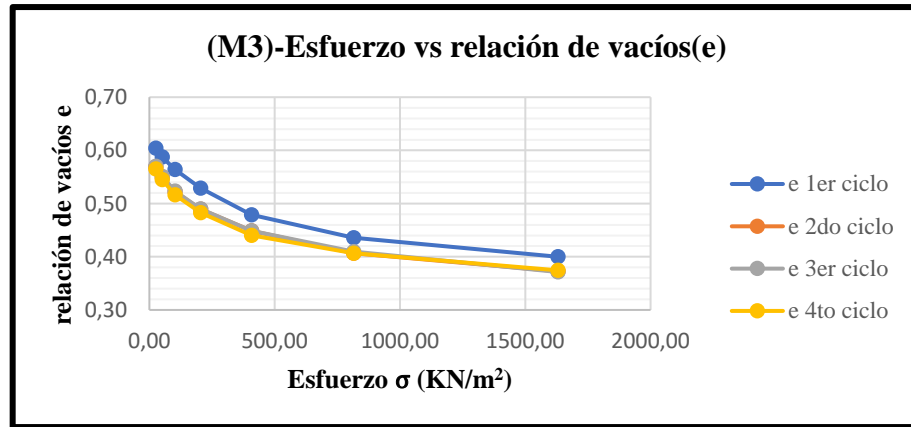


Fuente: Propia

Observamos que esta muestra como ejemplo indica que también existen suelos de baja resistencia, donde se observa en su tercer ciclo la muestra valores negativos de relación de vacíos, significa que existe un reajuste en su esqueleto mineral y la expulsión del agua de su interior por lo tanto indica que tendrá una lenta recuperación a su estado inicial y debido a eso en su cuarto ciclo para un peso de 20 Kg ya muestra el valor cerca de 0 de relación de vacíos dando a entender que la muestra a estar sometida a más ciclos más rápido será su descenso de relaciones de vacíos, y a menores cargas.

Figura 81. Relación de vacíos e de muestras M(3,4)-LT





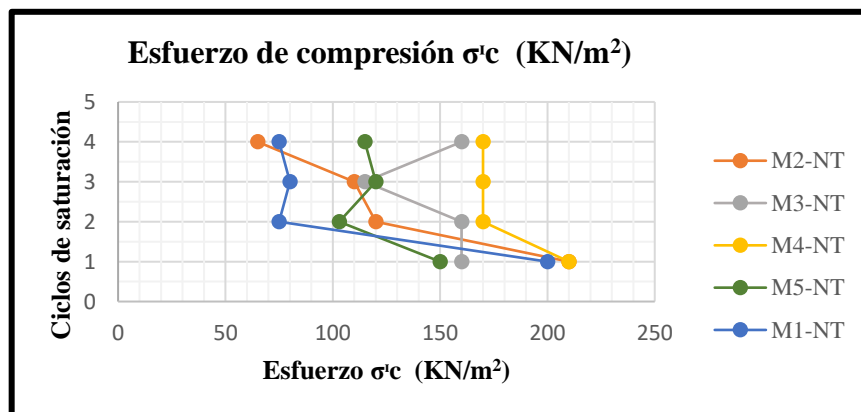
Fuente: Propia

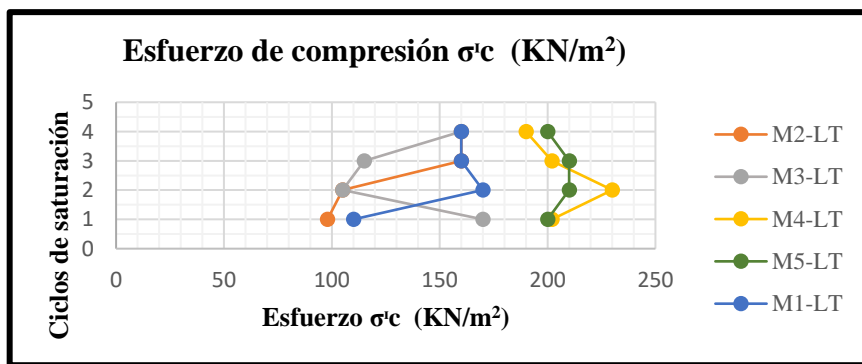
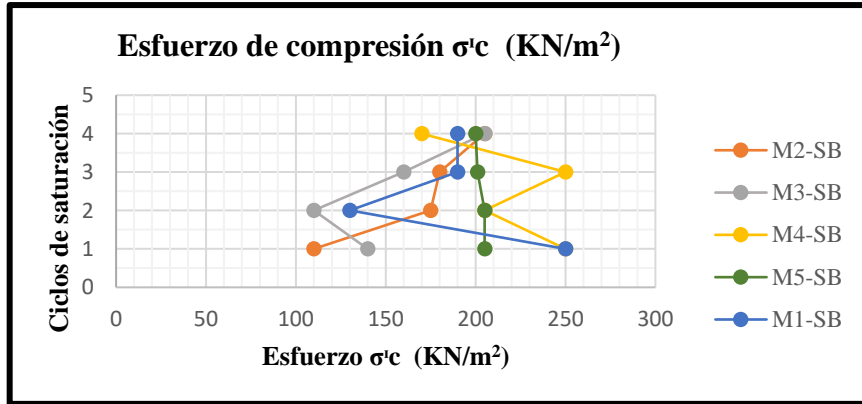
En esta muestra podemos observar que los ciclos segundo, tercero y cuarto tienden a tener cercano sus valores de relación de vacíos a diferencia del primer ciclo, dando a entender que la muestra tiene una recuperación rápida en su estructuración y esto se produce por los siguientes factores: alto contenido plástico, recuperación de vacíos al momento de realizar la descarga y por último gran resistencia de sus partículas internas por el reajuste a cargas elevadas.

4.4 Análisis de los esfuerzos críticos de preconsolidación

Mediante la curva de compresibilidad se pudo determinar el resultado de los esfuerzos de preconsolidación que se originó en las muestras de investigación, marcando así el límite entre el tramo de recompresión y el tramo virgen, por lo cual el esfuerzo de preconsolidación para las 15 muestras son mostradas en la siguiente figura.

Figura 82. Esfuerzo crítico o de preconsolidación σ^c





Fuente: Propia

El esfuerzo de preconsolidación σ'_c es significativamente importante dado que permite clasificar el suelo en términos de su grado de consolidación, en otras palabras, puede verse como el máximo esfuerzo que es capaz de recibir el suelo antes de sufrir grandes cambios de volumen.

Realizando el análisis de nuestras muestras podemos denotar lo siguiente, primeramente para la zona de torrecillas (NT) en su primer ciclo de carga a saturación continua muestra los valores de los esfuerzos que el suelo ya ha soportado en su era geológica previamente antes de realizar dicho ensayo, dándonos valores entre (150-220 KN/m²) con esfuerzos en las mismas que llegarían hasta los 1629,75 KN/m² correspondiente a una carga de 320 Kg, realizando el Segundo ciclo de carga los esfuerzos decaen en un rango de (70-170 KN/m²) , cuando nuestro suelo anteriormente en su primer ciclo ya había recibido un esfuerzo de 1629,75 Kg lo cual le correspondería tener la misma cantidad de esfuerzo de 1629,75 KN/m², porque es el mismo esfuerzo máximo que ya había recibido con anterioridad pero al contrario indica que la muestra se comporta como un ciclo inicial y

no como segundo. Ahora en el tercer ciclo los rangos de esfuerzos es de (80-170 KN/m²) y el cuarto ciclo es de (65-170 KN/m²), estos últimos ciclos indican lo mismo que el segundo ciclo donde el esfuerzo crítico de la muestra sigue decayendo, con esto podemos sacar dos criterios importantes; el primer criterio que se puede indicar es que las muestras al realizarle el segundo ciclo de carga sufren deformaciones más grandes es por eso que el tramo virgen llega a ser mucho más grande o llega a tener mucho más vacíos que la zona de recompresión y es por eso que los esfuerzos llegan a caer de forma más rápida en la zona elástica y el segundo criterio que podemos indicar es en la forma de nombrar los esfuerzos en la curva de compresibilidad, es decir como bien se sabe el primer ciclo es para calcular el esfuerzo crítico o de preconsolidación que soportó la muestra en su era geológica, ahora bien observado los resultados y que estos van en disminución se puede decir que son los esfuerzos máximos que pueden soportar las muestras para cada uno de esos ciclos.

Cabe mencionar que no todas las muestras se comportaron de la misma forma, en la zona de San Blas se puede observar el comportamiento de los esfuerzos en las muestras (M2,M3-SB), que indican un ascenso en sus esfuerzos, reportando el doble de esfuerzos del primero al cuarto ciclo a diferencia de la zona de Torrecillas estas muestras indican un comportamiento más apto para lo que indica la teoría de consolidación, pero aun así este ascenso es insuficiente por que tales esfuerzos no llegan a los esfuerzos de 1629,75 KN/m², el cual debería repetirse en cada uno de los ciclos, con estos resultados podemos hacer mención que para esta zona y estas muestras los esfuerzos máximos irán aumentando a medida que se tenga más ciclos.

En la última zona de estudio se observa otro fenómeno más que se presenta con los esfuerzos en las muestras (M3,4,5-LT), este fenómeno puede ser denominado como un resorte ya que las muestras presentan en cada ciclo diferentes esfuerzos pero de manera decreciente y creciente en otras, es decir que comienza en el primer ciclo con el máximo esfuerzo que soportó la pieza en su era geológica pero en su segundo ciclo esta disminuye y al tercer ciclo aumenta ya sea al mismo esfuerzo del primero o incluso superior, dándonos ese efecto de sube y baja, por tanto se puede decir que esto se debe a que el reajuste del esqueleto mineral del suelo se encuentra incompleta en cada uno de sus ciclos

por tanto la pieza no sufre grandes cambios de volumen y también por que los vacíos se recuperan cuando se realiza la descarga en el ensayo o que estas muestras tienen buen contenido de plasticidad, haciendo que las muestras quieran llegar a recuperar en cierto tiempo su altura inicial.

A ver realizado el análisis de los esfuerzos se mostró que podemos sacar varios criterios o teorías del comportamiento de las arcillas (CL), pero se nos deja en claro que ninguna muestra se comporta de igual forma analizándola dos, tres o más veces, la muestra va a presentar un cambio distinto al anterior.

4.5 Análisis de los resultados del índice de compresibilidad (Cc)

Tabla 26. Valores de Cc de las tres zonas de estudio

| Zona Torrecillas | | | | |
|-------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| Muestra | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| M1 | 0,165 | 0,186 | 0,198 | 0,205 |
| M2 | 0,142 | 0,142 | 0,135 | 0,196 |
| M3 | 0,189 | 0,167 | 0,181 | 0,168 |
| M4 | 0,176 | 0,164 | 0,150 | 0,141 |
| M5 | 0,229 | 0,207 | 0,191 | 0,192 |
| Zona San Blas | | | | |
| Muestra | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| M1 | 0,180 | 0,142 | 0,331 | 0,150 |
| M2 | 0,167 | 0,106 | 0,165 | 0,149 |
| M3 | 0,184 | 0,153 | 0,150 | 0,141 |
| M4 | 0,160 | 0,134 | 0,163 | 0,178 |
| M5 | 0,145 | 0,143 | 0,149 | 0,176 |
| Zona La Torre | | | | |
| Muestra | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| M1 | 0,253 | 0,206 | 0,161 | 0,187 |
| M2 | 0,192 | 0,160 | 0,191 | 0,173 |
| M3 | 0,168 | 0,139 | 0,131 | 0,146 |
| M4 | 0,199 | 0,199 | 0,154 | 0,158 |
| M5 | 0,212 | 0,163 | 0,135 | 0,176 |

Fuente: Propia

El índice de compresión representa uno de los parámetros de mayor importancia en el proceso de consolidación de los suelos, pues se relaciona directamente con las deformaciones que presenta una masa de suelo durante un determinado tiempo, las curvas edométricas tienen un tramo recto en la rama de carga y es la que se encuentra en el tramo virgen (zona elastoplástica), la pendiente de este tramo recto es una constante del suelo que se denomina índice de compresión (C_c).

Los índices de compresibilidad (C_c), en las 15 muestras estudiadas las cuales se muestran en la tabla, presentaron la mayor cantidad de valores menores a 0,2 y a excepción de algunos que registraron valores superiores a 0,2 como se muestra en la tabla, esto indica que el suelo es de baja compresibilidad lo que significa que presentará deformaciones moderadamente altas, ya que se encuentran en un tramo virgen donde el suelo no ha experimentado nuevas cargas y por tanto presentará nuevas deformaciones, la pendiente que se origina en ese tramo será más pronunciada la cual esta descrita como C_c .

Tabla 27. Tabla de índice de compresibilidad (C_c)

| C_c | Compresibilidad |
|-------------------------|------------------------|
| <0,2 | Muy baja |
| 0,2-0,4 | Baja |
| 0,4-0,8 | Media |
| 0,8-1,6 | Alta |
| 1,6-3,2 | Muy alta |
| >3,2 | Extremadamente alta |

Fuente: Begemann (1953)

De acuerdo a la tabla de Begemann la compresibilidad en relación al índice C_c es de muy baja a baja lo cual vendría siendo correcto al tratarse de arcillas (CL).

4.6 Análisis del grado de consolidación (U_z)

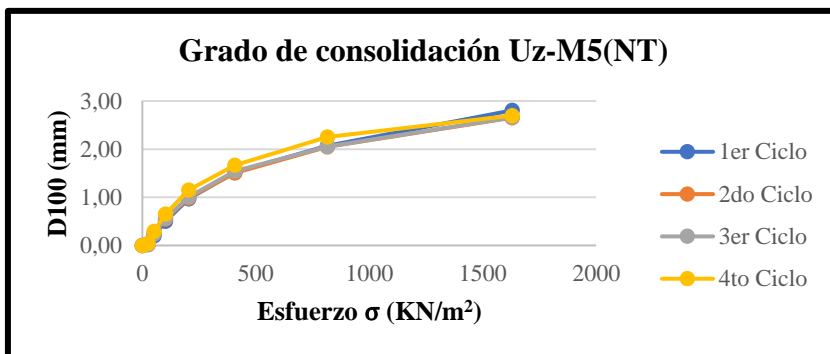
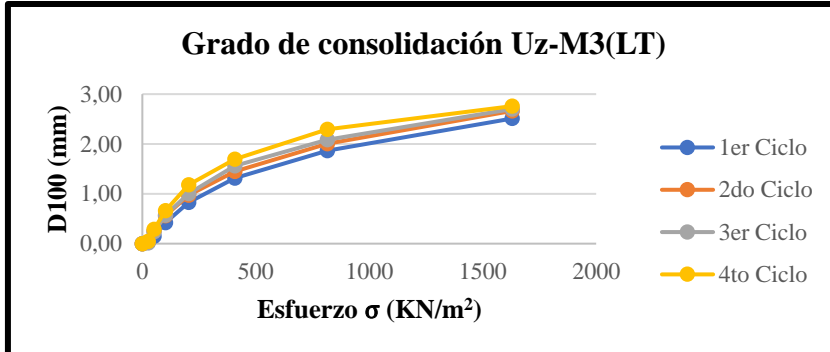
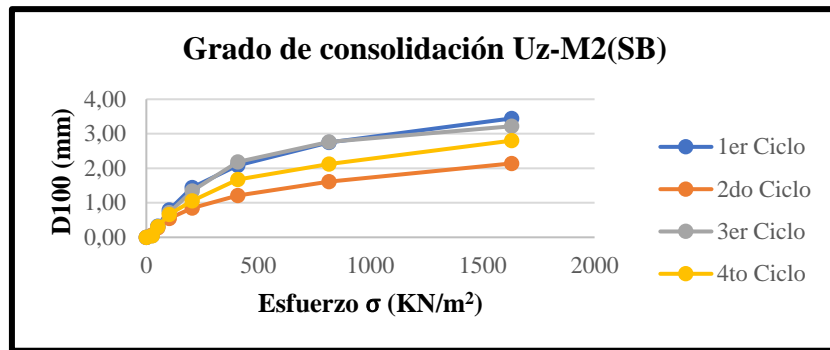
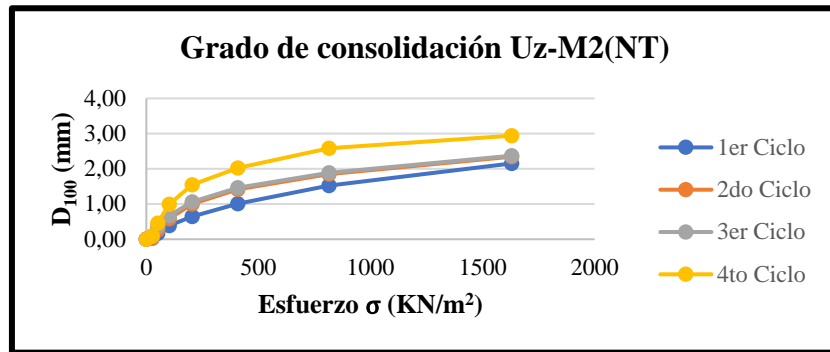
El grado de consolidación obtenido para las muestras representativas mostradas fueron calculados para el 0%, 50%, 90% y 100% y el que más representativo para analizar la deformación del suelo sometido a cargas es al 100% ya que me indica la consolidación primaria o la consolidación conocida como tal.

Tabla 28. Muestras representativas Uz

| Zona Torrecillas (NT) | | | | | | | | |
|--------------------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| Uz -D₁₀₀(mm) | | | | | | | | |
| Esfuerzo KN/m² | M2 | | | | M5 | | | |
| | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| 0,00 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 25,46 | 0,036 | 0,026 | 0,079 | 0,100 | 0,026 | 0,038 | 0,017 | 0,044 |
| 50,93 | 0,171 | 0,268 | 0,354 | 0,456 | 0,196 | 0,248 | 0,236 | 0,294 |
| 101,86 | 0,387 | 0,586 | 0,665 | 0,996 | 0,503 | 0,548 | 0,561 | 0,653 |
| 203,72 | 0,648 | 1,002 | 1,061 | 1,548 | 0,965 | 0,986 | 1,005 | 1,151 |
| 407,44 | 1,008 | 1,417 | 1,465 | 2,022 | 1,523 | 1,502 | 1,542 | 1,664 |
| 814,87 | 1,526 | 1,846 | 1,883 | 2,581 | 2,070 | 2,047 | 2,053 | 2,251 |
| 1629,75 | 2,153 | 2,344 | 2,372 | 2,941 | 2,805 | 2,653 | 2,660 | 2,698 |
| Zona San Blas (SB) | | | | | | | | |
| Esfuerzo KN/m² | M1 | | | | M2 | | | |
| | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| 0,00 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 25,46 | 0,003 | 0,024 | 0,017 | 0,027 | 0,050 | 0,067 | 0,049 | 0,044 |
| 50,93 | 0,093 | 0,233 | 0,201 | 0,233 | 0,325 | 0,279 | 0,303 | 0,303 |
| 101,86 | 0,285 | 0,405 | 0,380 | 0,447 | 0,794 | 0,549 | 0,719 | 0,660 |
| 203,72 | 0,595 | 1,026 | 1,000 | 1,095 | 1,441 | 0,846 | 1,343 | 1,056 |
| 407,44 | 1,070 | 1,538 | 1,448 | 1,555 | 2,081 | 1,212 | 2,185 | 1,677 |
| 814,87 | 1,700 | 2,140 | 2,076 | 2,202 | 2,750 | 1,613 | 2,763 | 2,125 |
| 1629,75 | 2,326 | 2,684 | 2,551 | 2,726 | 3,445 | 2,141 | 3,218 | 2,801 |
| Zona La Torre (LT) | | | | | | | | |
| Esfuerzo KN/m² | M1 | | | | M3 | | | |
| | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo | 1er ciclo | 2do ciclo | 3er ciclo | 4to ciclo |
| 0,00 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 25,46 | 0,039 | 0,044 | 0,047 | 0,064 | 0,024 | 0,036 | 0,012 | 0,044 |
| 50,93 | 0,186 | 0,238 | 0,284 | 0,285 | 0,150 | 0,247 | 0,241 | 0,289 |
| 101,86 | 0,486 | 0,562 | 0,643 | 0,596 | 0,418 | 0,560 | 0,571 | 0,663 |
| 203,72 | 0,848 | 0,996 | 1,120 | 0,991 | 0,829 | 0,970 | 1,004 | 1,183 |
| 407,44 | 1,273 | 1,459 | 1,667 | 1,468 | 1,313 | 1,446 | 1,562 | 1,694 |
| 814,87 | 1,801 | 1,773 | 2,263 | 2,182 | 1,866 | 2,004 | 2,083 | 2,292 |
| 1629,75 | 2,392 | 2,348 | 2,642 | 2,716 | 2,510 | 2,663 | 2,701 | 2,759 |

Fuente: Propia

Figura 83. Grado de consolidación (Uz) representativas

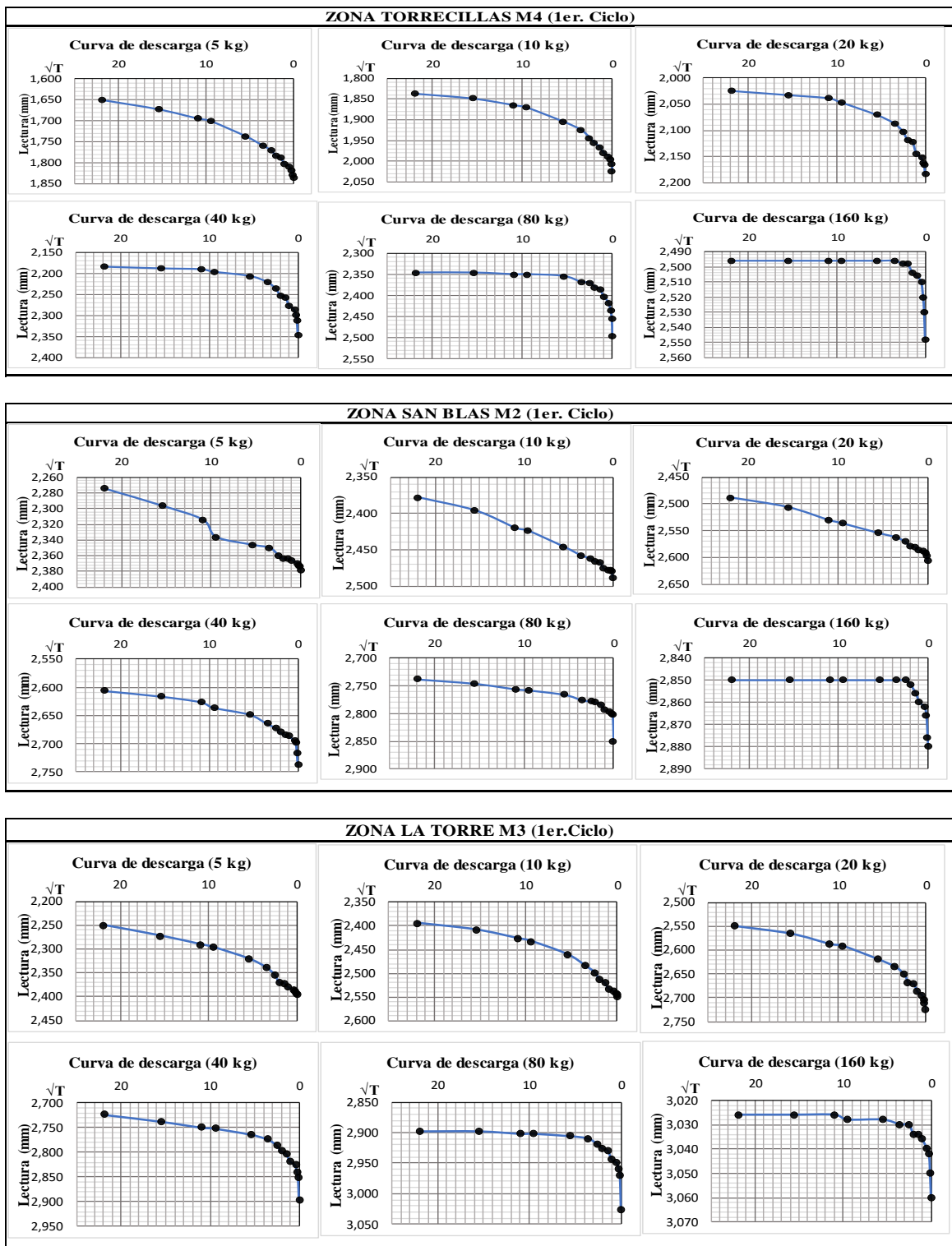


Fuente: Propia

Como podemos observar en las gráficas de grado de consolidación de algunas muestras que se tomaron como representativas, estas presentan diferentes valores de D_{100} para cada ciclo asumiendo que para cada ciclo de D_{100} no va ser igual ya que la muestra al pasar de ciclo a ciclo, esta pasa por un proceso de secado al horno a temperaturas de más de 100°C y a 24 horas de tiempo, y como bien se sabe la arcilla en un proceso de secado a altas temperaturas gana mayor resistencia a compresión al cambiar sus propiedades, conociendo esta investigación comprendemos mejor que la deformación no va ser igual en la misma muestra si lo sometemos a diferentes ciclos de consolidación, por lo tanto se describe lo siguiente, de la gráfica Uz-M3(LT) que se tomó como representativa de algunas muestras que presentaron similitud en la gráfica y en ella podemos observar que a medida que aumenta los ciclos esta muestra presenta mayor valor en su grado de deformación para una consolidación primaria, dándonos a entender que para este tipo de arcillas con las mismas propiedades pueden llegar a aumentar su D_{100} con medida vayamos aumentando los ciclos; y en diferencia a esta muestra, ocurre lo contrario con algunas muestras, como ser el caso de la gráfica Uz-M2(SB) donde se observa lo contrario, que para el primer ciclo de la muestra, es el que contiene mayor grado de consolidación y con una gran diferencia y que el segundo ciclo muestra el menor grado de consolidación y no así el cuarto ya que este mismo se encuentra muy por encima del segundo ciclo, pues bien esta gráfica demuestra lo difícil que es comprender el comportamiento del suelo cuando se somete a saturación y secado y el cambio que sufre en su estructuración interna que no solo es de pérdida de vacíos para cambio de volumen sino también de sus propiedades, resultando valores muy dispersos de D_{100} a diferentes ciclos de consolidación; pero no todas las arcillas se comportan como las mencionadas anteriormente donde presentaban desigualdad de sus valores en su gráfica, la gráfica Uz-M5(NT) desmiente esas teorías ya que hay arcillas que pueden llegar a conservar sus propiedades en los procesos que pasa de ciclo a ciclo como observamos en la gráfica, los valores de la muestra se asemejan en cada ciclo con una muy poca diferencia en ellas, dándonos a entender que hay arcillas que pueden conservar su resistencia y sus propiedades por muy manipuladas que estas se encuentren.

4.7 Análisis de la curva de descarga por el método de Taylor

Figura 84. Curva de descarga método de Taylor



Fuente: Propia

Como podemos apreciar en las gráficas, una curva de descarga en la consolidación es la representación gráfica de las variaciones de las lecturas del extensómetro (mm) expresada por la expansión de una muestra de suelo (arcilla) que sufre al ser sometida a una descarga de pesas (W) aplicadas de manera uniaxial, la cual estará en función de la raíz del tiempo expresado como el porcentaje de expansión que tendrá una muestra en un determinado tiempo (seg., min., hr., días o años).

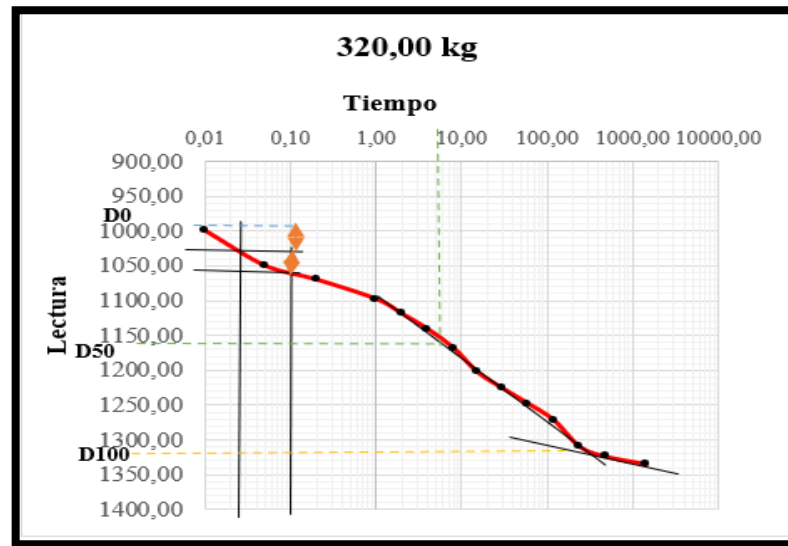
Las gráficas mostradas de las tres zonas ensayadas, presentan un relación de carga y descarga en sus gráficas, dándonos resultados de tal manera que la magnitud de la deformación de un suelo al aumentar la tensión efectiva a la que está sometida puede llegar a expresarse de igual forma en su curva de descarga pero con diferencia de escala, ya que las expansiones de una arcilla (CL) de baja a mediana plasticidad son de menor grado, por tal motivo las muestras no llegan a recuperar su altura inicial de prueba, por tal motivo la velocidad con la que ocurre la consolidación vertical también se presentara al momento de realizar la descarga debido a la expansión con resultados de igual magnitud por estar expresado en función del tiempo y altura de drenaje con la que ocurre al momento de la carga.

Si bien las gráficas representadas en este análisis pertenecen al primer ciclo de carga y descarga de las muestras de las tres zonas de estudio, habiendo realizado el ensayo y cálculo, el mismo análisis ocurrirá para los cuatro ciclos de cada muestra presentes para cada peso (W), las gráficas de carga y descarga tienden a llegar a una similitud de curva, es decir que en momentos que se presente un salto en la uniformidad de la curva de carga esta también podrá reflejarse al momento de realizar la descarga.

4.8 Análisis de consolidación método de Casa Grande

- **Curva de consolidación.**

Figura 85. Curva de consolidación por Casagrande



Fuente: Propia

El método de Casagrande consiste en realizar una gráfica deformación versus logaritmo del tiempo, mediante la cual se obtiene el tiempo en el cual ocurre el cincuenta por ciento de la consolidación t_{50} como se muestra en la figura.

El método de Casa Grande en la ingeniería y geodesia es el método más representativo de poder medir la deformación vertical en suelos confinados lateralmente, como apreciamos en la gráfica a partir del D100 correspondiente a la deformación del 100% de consolidación primaria, esta indicará el momento que la muestra pasa a una consolidación secundaria donde la deformación pasara por un reajuste interno en la muestra y no así por la pérdida de vacíos y expulsión de agua, método que fue ensayado en laboratorio e insitu por Casa Grande; la deformación D50 indica el momento del cambio de volumen de la muestra a gran magnitud por lo cual se termina que la consolidación inicial ocurre al 50% de deformación de la muestra como así también la velocidad a la que produce.

El método exige que la muestra se encuentre sometida a la carga por 24 hr. La cual brindará resultados en la deformación más cercano a lo que sucede en la realidad, valores que pueden ser relacionados para una mejora en los suelos de fundación.

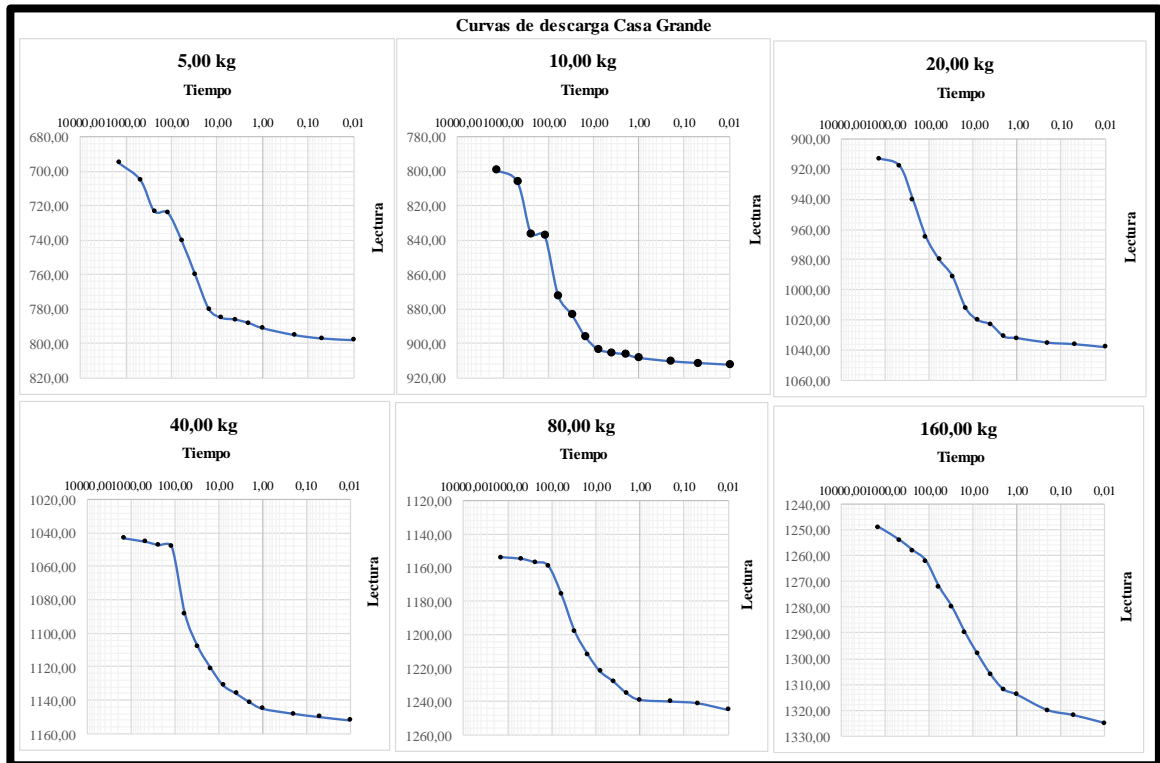
- **Coefficiente de consolidación.**

| Coeficiente de consolidación | | | | | | | |
|------------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Peso kg. | 5 | 10 | 20 | 40 | 80 | 160 | 320 |
| Cv(m ² /min) | 1,36E-05 | 2,34E-05 | 2,85E-05 | 4,07E-05 | 4,19E-05 | 3,90E-05 | 2,38E-05 |

El coeficiente de consolidación encontrado por el método de Casa Grande se encuentra por debajo del de Taylor y esto se debe a que la metodología aplicada es para deformaciones al 50% de la consolidación momento en la que ocurre la consolidación inicial y cambio de volumen de la muestra y la velocidad con la que ocurrirá dicho fenómeno, otro factor a tomar en cuenta es el tiempo de ensayo ya que este método indica un proceso de 24 hrs. de carga sometida por tal motivo la velocidad de deformación no será la misma al inicio de los segundos que a las horas que lleva soportando la carga ya que llegando a un punto las deformaciones serán menores debido a que la presión de poro y el esfuerzo efectivo lograrán un equilibrio con la carga aplicada haciendo que las deformaciones se produzcan a menor escala.

- **Curva de descarga.**

Figura 86. Curva de descarga método de Casa Grande



Fuente: Propia

El método de Casa Grande aplicado para la curva de descarga no refleja a lo que sucede con la deformación, la similitud de las curvas se encuentra muy por debajo a los resultados de Taylor, esto se debe al proceso de tiempo que permanece la muestra sometida a una carga (24 hrs.) como así también la velocidad con la que actuará la presión de poro a lo largo del tiempo de reducir la carga, factor a tomar en cuenta ya que será el causante del grado de expansión de la muestra, dependiendo de la escala a la que se encuentren los resultados los valor de expansión encontrados por casa grande son más elevados que los encontrados por Taylor y esto se debe a: mayor diámetro de muestra, arcilla de mediana a alta plasticidad y grado de saturación.

- **Grado de consolidación.**

| Grado de Consolidación | | | | | | | |
|----------------------------------|----------------|-----------------|------------------|----------------|-----------------|-----------------|------------------|
| Metodo | Casa Grande | | | Taylor | | | |
| Esfuerzo (KN/m ²) | Uz (mm) | | | Uz (mm) | | | |
| | D ₀ | D ₅₀ | D ₁₀₀ | D ₀ | D ₅₀ | D ₉₀ | D ₁₀₀ |
| 0,00 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 16,04 | 0,000 | 0,045 | 0,090 | 0,000 | 0,019 | 0,035 | 0,039 |
| 32,08 | 0,104 | 0,169 | 0,234 | 0,078 | 0,132 | 0,175 | 0,186 |
| 64,16 | 0,290 | 0,395 | 0,500 | 0,272 | 0,379 | 0,465 | 0,486 |
| 128,32 | 0,556 | 0,703 | 0,850 | 0,568 | 0,708 | 0,820 | 0,848 |
| 256,64 | 0,890 | 1,100 | 1,310 | 0,940 | 1,107 | 1,240 | 1,273 |
| 513,27 | 1,370 | 1,620 | 1,870 | 1,392 | 1,596 | 1,760 | 1,801 |
| 1026,55 | 1,980 | 2,315 | 2,650 | 1,968 | 2,180 | 2,350 | 2,392 |

El grado de consolidación obtenido por Casa Grande muestran gran similitud con los obtenidos por Taylor con un pequeña diferencia de elevación en el resultado debido al tiempo que fue sometido la carga, también se debe al incrementar el tamaño de la muestra, tales deformaciones del D0, D50 y D100 podemos darles una validez más aceptable debido a la precisión de resultados que brinda Casa Grande ya que dicho método se asemeja más con la realidad que pasa en obras ingenieriles en relación con los asientos; donde cuyo valores obtenidos se encuentran dentro de un rango obtenido de las 15 muestras ensayadas por Taylor (1,00-2,90 mm) a sus cuatro ciclos, por tal motivo los resultados obtenidos indican el grado de deformación que tendrá la muestra para cada uno de los esfuerzos aplicados en su superficie y al obtener deformaciones más elevadas podemos optar por una mejor solución al momento de cimentar en suelo arcilloso (CL).

4.9 Análisis del grado de saturación de las muestras

Tabla 29. Grado de saturación

| Metodo de Taylor | | | | | | | |
|----------------------|------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|---------------------|
| Zonas | | Torrecillas | | San Blas | | La Torre | |
| Muestra | Ciclos | saturación inicial So | saturación final Sf | saturación inicial So | saturación final Sf | saturación inicial So | saturación final Sf |
| | | % | % | % | % | % | % |
| M1 | 1er. Ciclo | 16,65 | 72,04 | 14,30 | 72,53 | 23,92 | 62,11 |
| | 2do. Ciclo | 0,00 | 79,43 | 0,00 | 74,89 | 0,00 | 66,77 |
| | 3er. Ciclo | 0,00 | 85,11 | 0,00 | 86,12 | 0,00 | 73,30 |
| | 4to. Ciclo | 0,00 | 99,96 | 0,00 | 100,06 | 0,00 | 111,14 |
| M2 | 1er. Ciclo | 20,95 | 70,54 | 13,06 | 60,37 | 25,82 | 72,44 |
| | 2do. Ciclo | 0,00 | 80,52 | 0,00 | 71,14 | 0,00 | 82,34 |
| | 3er. Ciclo | 0,00 | 87,71 | 0,00 | 73,07 | 0,00 | 97,96 |
| | 4to. Ciclo | 0,00 | 99,65 | 0,00 | 100,06 | 0,00 | 147,37 |
| M3 | 1er. Ciclo | 20,10 | 67,79 | 16,27 | 69,00 | 21,24 | 62,21 |
| | 2do. Ciclo | 0,00 | 75,03 | 0,00 | 60,18 | 0,00 | 55,56 |
| | 3er. Ciclo | 0,00 | 82,55 | 0,00 | 56,92 | 0,00 | 50,80 |
| | 4to. Ciclo | 0,00 | 96,12 | 0,00 | 55,75 | 0,00 | 43,80 |
| M4 | 1er. Ciclo | 18,51 | 62,56 | 12,82 | 66,93 | 23,11 | 62,50 |
| | 2do. Ciclo | 0,00 | 77,95 | 0,00 | 65,06 | 0,00 | 61,30 |
| | 3er. Ciclo | 0,00 | 97,53 | 0,00 | 62,34 | 0,00 | 59,30 |
| | 4to. Ciclo | 0,00 | 131,07 | 0,00 | 58,44 | 0,00 | 56,47 |
| M5 | 1er. Ciclo | 23,98 | 66,10 | 13,68 | 71,17 | 18,75 | 60,32 |
| | 2do. Ciclo | 0,00 | 70,88 | 0,00 | 71,98 | 0,00 | 58,54 |
| | 3er. Ciclo | 0,00 | 73,83 | 0,00 | 66,81 | 0,00 | 55,89 |
| | 4to. Ciclo | 0,00 | 79,75 | 0,00 | 64,49 | 0,00 | 51,65 |
| M4-1 | 1er. Ciclo | 9,85 | 56,87 | | | | |
| | 2do. Ciclo | 0,00 | 59,93 | | | | |
| | 3er. Ciclo | 0,00 | 64,26 | | | | |
| | 4to. Ciclo | 0,00 | 67,62 | | | | |
| M4-1 | 1er. Ciclo | | | 19,91 | 57,84 | | |
| | 2do. Ciclo | | | 0,00 | 64,75 | | |
| | 3er. Ciclo | | | 0,00 | 69,30 | | |
| | 4to. Ciclo | | | 0,00 | 76,08 | | |
| M2-1 | 1er. Ciclo | | | | | 10,05 | 58,06 |
| | 2do. Ciclo | | | | | 0,00 | 65,15 |
| | 3er. Ciclo | | | | | 0,00 | 84,72 |
| | 4to. Ciclo | | | | | 0,00 | 122,35 |
| Metodo de Casagrande | | | | | | | |
| M1 | 1er. Ciclo | 15,22 | 61,62 | | | | |

Fuente: Propia

El parámetro de saturación del material fue calculado mediante un análisis de relación de fase mediante haciendo uso de los valores reportados por el ensayo de contenido de humedad (W_n), peso de las muestras (W) y la relación de vacíos (e).

Como podemos apreciar en la tabla en la mayoría de los datos procesados se encontraron resultados de saturación menores al cien por ciento o que sobrepasan el cien por ciento, se calculó el valor de contenido de humedad requerido o final para satisfacer la condición de saturación, mediante el valor de contenido de humedad inicial y el valor de humedad final para garantizar la saturación de la muestra es posible estimar un error relativo entre estos dos par de resultados, este procedimiento tiene como único propósito estimar en forma cuantitativa la diferencia entre los valores de contenido de humedad inicial y final, sin embargo el error en la medición de los parámetros de laboratorio bien podría estar en el peso específico relativo o el peso unitario de la muestra, en la relación de vacíos y no necesariamente en el contenido de humedad.

El problema es ¿cuál es el peso del agua? Para tal efecto se debe señalar que existen varias formas de agua en el suelo. Unas requieren más temperatura y tiempo de secado que otras, para ser eliminada. En consecuencia, el concepto “suelo seco” también es arbitrario, como lo es el agua que se pesa en el suelo de la muestra. El suelo seco es el que se ha secado al horno, a temperatura de 105°C – 110°C, durante 18 o 24 horas, hasta lograr un peso constante.

Si bien de ciclo a ciclo la muestra se secó al horno para dar comienzo a un nuevo ensayo de consolidación esto provocó que a partir del segundo ciclo la muestra ya presentara valores muy elevados de saturación por arriba del 100% haciendo notar que la pérdida de vacíos ya era nula o escasa para que la muestra retenga agua en su interior esto derivó a que se pierda en totalidad los vacíos y la muestra pase a tener un ordenamiento o reajuste de sus partículas internas en el ensayo de consolidación procesos que se conoce como consolidación secundaria, por tal razón al presentar relación de vacíos negativa en el cálculo esto derivó a un error en el cálculo de la saturación y por consiguiente conllevo a presentar valores por encima del 100%.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Después de realizados los trabajos de campo y obtenidos los resultados de los ensayos de laboratorio se pueden definir las siguientes conclusiones:

5.1 Conclusiones

1. Al hacer uso de la metodología de Taylor para interpretar los resultados de un ensayo de consolidación, es posible que la precisión del valor estimado para el tiempo teórico t_{90} se vea afectada por la necesidad de una interpretación visual de los resultados, en particular si se trata de una muestra con un valor de C_v alto, con respecto a los valores típicos reportados, el rango en el que se encuentran los resultados de las muestras son de $((0,010-0,030) * 10^{-2} \text{ (cm}^2/\text{s)})$ que coinciden con los encontrados en México y San Francisco, entonces se puede concluir que los valores encontrados pueden resultar representativos para futuras investigaciones o proyectos donde se utilicen arcillas (CL).
2. Los valores calculados de la relación de vacíos para las tres zonas de estudio fueron muy dispersos y no hay un rango que las identifique, y tampoco podemos hallar un comparativo porque ninguna muestra es igual por más cerca que estas se encuentren por tanto los resultados que nos dieron estuvieron acorde a muchos ejemplos que se vio en biografías, en la materia de suelos aplicados II y videos en la web; también se encontró observaciones que se hicieron en el proceso de realizar los cuatro ciclos, una de ellas fue que al momento de llegar al tercer o cuarto ciclo la relación de vacíos descendía sus valores dándonos negativo es decir que ya no se encontraba más vacíos en la muestra porque está ya había tenido un ordenamiento perfecto en su interior tapando todos los vacíos, otro caso que se presentó fue que en la zona de La Torre dos de sus muestras mostraron que a partir de su segundo ciclo estas tenían una recuperación rápida de pérdida de vacíos al momento de su descarga y debido a su elasticidad el suelo por poco recupera su forma original lo cual la relación de vacíos mantenían por mucho sus mismos valores y por último la relación de vacíos con las cargas más grandes su descenso

se mantiene uniforme dándonos una recta que pasa por esos puntos, es decir cuando los esfuerzos nuevos superan el esfuerzo de preconsolidación.

3. Al analizar los valores de los esfuerzos de preconsolidación podemos deducir que estos no serán los mismos pasados el primer ciclo de carga y descarga en la mayoría de muestras analizadas pero también demuestran lo contrario como la muestra (M3-NT) que en su segundo y cuarto ciclo este suelo nos muestra que mantiene su esfuerzo de preconsolidación pese a haber tenido un baja en su tercer ciclo y las demás muestras de la zona de Torrecillas sufren un descenso en su esfuerzo pese a haber recibido mucha carga más de la que había soportado en su era geológica y esto sucede por el reajuste en su esqueleto minar de la muestra que permite que las deformaciones sean más rápidas y por tanto el esfuerzo crítico disminuya, y caso contrario a este también hay muestras que superan su esfuerzo de preconsolidación como en las dos zonas restantes pero no son todas las muestras que sufren este fenómeno, pero de acuerdo a la teoría debería ser lo correcto que una muestra presente valores más altos o presente el esfuerzo que recibió por última vez a la que fue sometido como se vio en las anteriores gráficas pero aun así dichos esfuerzos aún se quedan cortos con relación a lo que me indica la teoría, por tanto para nuestros ensayos podemos aplicar un propio criterio que correspondería a decir que los esfuerzos encontrados para cada una de las muestras en cada uno de sus ciclos son los esfuerzos máximos que puede soportar únicamente para cada uno de esos ciclos y en las mismas condiciones físicas y mecánicas.
4. Los resultados obtenidos del índice de compresibilidad C_c en base a la fórmula de la pendiente que implica la relación de vacíos y los esfuerzos son una herramienta muy útil y práctica de resultados preliminares sobre el comportamiento de un tipo de suelo en cierta zona. Sin embargo, es importante destacar que los estudios de compresibilidad se deben realizar para cada caso en particular, tratando de que las condiciones se apeguen en lo mayor posible a las reales a las que se someterá el suelo, es importante tener en cuenta que los valores obtenidos se deberán considerar como un valor estimativo, que no sustituye las pruebas definitivas para

obtener el índice de compresión y que sin duda, su correcto uso permitirá la aplicación a proyectos, haciendo a estos más fáciles, económicos y seguros.

5. Mediante un análisis de relación de fase se encontró que, en la mayoría de los resultados de laboratorio, se presentaban resultados de saturación menores al cien por ciento o que sobrepasaban el cien por ciento, este tipo de inconsistencias en el valor de saturación, están asociadas a que el valor y tiempo de la precarga destinada a saturar la carga no fueron suficientes y a errores de medición respectivamente.
6. Habiendo realizado el análisis del grado de consolidación observamos que las muestras pueden tener igual o diferente valor de grado de deformación al 100% y que las muestras en este caso las arcillas pueden llegar a perder sus propiedades en proceso de manipulación que pasan en cada ciclo, donde solo pasa en algunas muestras y que en otras por el proceso de secado en horno llegan a ganar mayor resistencia y por tanto presentar menor grado de deformación.
7. Concluido el proceso de descarga por la metodología de Taylor se verifica que la gráfica de curva de descarga se asemeja en forma a la curva producida por la carga a los mismos tiempos de control pero con diferencia de valores en las lecturas, ya que las deformaciones suelen ser más grandes que las expansiones en suelos de baja a mediana plasticidad, resultando así que la muestra en ningún momento llegará a recuperar su altura inicial de prueba al haber estado sometida a esfuerzos de gran magnitud en su superficie.
8. Mediante un análisis de relación de fase se encontró que, en la mayoría de los resultados de laboratorio, se presentaban resultados de saturación menores al cien por ciento o que sobrepasaban el cien por ciento, este tipo de inconsistencias en el valor de saturación, están asociadas a que el valor y tiempo de la precarga destinada a saturar la carga no fueron suficientes y a errores de medición respectivamente.
9. El método propuesto por Casa Grande para en ensayo presentó gráficas de curva de consolidación un tanto atípicas a lo que se ilustra en las gráficas teóricas, pero aun así no dejan de ser representativas ya que cuyos valores de C_v y t_{50}

encontrados presentan mayor confiabilidad por haber sometido la muestra a una carga por 24 hrs.

5.2 Recomendaciones

1. Debido a que las propiedades del suelo no se mantienen constantes a lo largo del tiempo la extracción de muestras in situ se la debe realizar en la misma época del año y los ensayos de laboratorio se deben realizar inmediatamente ya que al conservarlos guardados el suelo puede perder sus condiciones iniciales y consecuentemente no se obtendría resultados reales.
2. Cuando se trabaja con suelo inalterado el tallado de las muestras, así como los ensayos deben realizarse en un cuarto en donde no haya una temperatura muy alta, para evitar evaporación del agua contenida en la muestra. En esta investigación, por ejemplo, el ensayo de consolidación.
3. Se deben tener en cuenta las condiciones de saturación de la muestra ya que influyen en los resultados y en el caso que los especímenes de ensayo no se encuentren totalmente saturados estos deben ser interpretados con una teoría diferente a la convencional de la consolidación de Terzaghi. Se recomienda realizar un análisis de relación de fase del material antes de ejecutar el ensayo de consolidación, con el fin de reportar con mayor precisión el contenido de humedad de la muestra al inicio del ensayo.
4. Los resultados obtenidos pueden ser verse enormemente afectados por la pérdida de las características originales de la muestra, se recomienda proceder con extrema cautela, en la extracción de la muestra, así como en la selección y preparación de la muestra para minimizar los daños que se le pueden ocasionar a esta.
5. Se recomienda tomar las lecturas de tiempo-deformación durante un mínimo de 24 horas, incluso si se piensa interpretar los resultados del ensayo mediante la metodología de Taylor, ya que al definir el tiempo teórico de consolidación t_{90} , en un instante de tiempo cercano al inicio del ensayo bajo la premisa de que la muestra ya alcanzó el 100% de su consolidación primaria, se corre el riesgo de sobrestimar C_v .

6. Al momento de obtener los parámetros σ_c , C_c y C_s de la curva de compresibilidad y el C_v del gráfico de Taylor, se recomienda ser bastante exacto en el trazo ya que estos estarán a criterio propio de cada persona que lo realice.