

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1

INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

El movimiento de los suelos puede causar diversos problemas en las cimentaciones, como asentamientos irregulares y grietas en las estructuras. Factores como la erosión, la expansión de suelos y la licuación son comunes y pueden comprometer la estabilidad de edificaciones a nivel mundial. Problemas Causados por el Movimiento de los suelos en las cimentaciones como Asentamientos diferenciales que ocurren cuando diferentes partes de la cimentación se hunden a distintas tasas, lo que puede provocar grietas en paredes y pisos inclinados las Causas comunes incluyen variaciones en la capacidad de carga del suelo y compactación inadecuada.

El movimiento de los suelos representa un desafío significativo para la ingeniería civil y la construcción en todo el mundo. La identificación temprana de estos problemas y la implementación de soluciones adecuadas son fundamentales para garantizar la seguridad y durabilidad de las edificaciones.

Como por ejemplo en la ciudad de San Francisco, EE. UU, algunos edificios han experimentado asentamientos diferenciales debido a la variabilidad en la capacidad de carga del suelo, lo que ha llevado a la aparición de grietas en las paredes y pisos.

En Texas, EE. UU, muchas casas construidas sobre suelos arcillosos han sufrido daños significativos debido a la expansión y contracción del suelo, resultando en grietas en las cimentaciones y en las paredes.

En Bangladesh, la erosión del suelo causada por inundaciones y lluvias intensas ha debilitado las cimentaciones de muchas viviendas, provocando colapsos estructurales.

En Nápoles, Italia, la construcción de edificios sobre terrenos de relleno ha llevado a problemas de consolidación, donde el suelo se asienta con el tiempo, causando inclinaciones en las estructuras.

En Lima, Perú, se han reportado casos de edificios que colapsaron debido a una mala ejecución en la construcción, como el uso de materiales de baja calidad y una inadecuada compactación del suelo, lo que llevó a fallas en las cimentaciones.

Y dentro de nuestro entorno también se ve muy afectado edificaciones y construcciones el movimiento de los suelos en las cimentaciones en Bolivia puede causar varios problemas significativos, como asentamientos diferenciales, que pueden provocar grietas en las estructuras. Además, la expansión de suelos arcillosos y la erosión por lluvias intensas pueden debilitar las cimentaciones, llevando a fallas estructurales.

La mayor parte de los asentamientos+ se encuentran sobre suelos compresibles y expansivos, sin embargo, los suelos expansivos no causan problemas, a menos que las estructuras que se construyen sobre ellos sean diseñadas inadecuadamente, sin considerar el posible movimiento del suelo, que generará asentamientos diferenciales de apoyos, provocando que la cimentación esté sometida a sollicitaciones ajenas al diseño, lo que puede alterar el aspecto de una estructura, provocando la aparición de grietas significativas, a menudo en las esquinas de las ventanas y puertas, o en los muros y losas que pueden causar daños estructurales, cuando no el colapso completo de la estructura, de difícil y costosa reparación, provocando trastornos a los usuarios, que ponen a veces en peligro sus vidas y bienes, llegándose en ocasiones al desalojo de inmueble y a su demolición. Se produce una pérdida completa del confort de la estructura, aunque el factor de seguridad contra la falla de la cimentación hubiera sido elevado.

1.2 Situación Problemática

El movimiento del suelo en cimentaciones en Bolivia presenta desafíos significativos, como el asentamiento diferencial y la inestabilidad de laderas. Estos problemas pueden comprometer la integridad estructural de los edificios, especialmente en áreas con condiciones geotécnicas adversas, problemas de asentamiento del suelo

El asentamiento diferencial ocurre cuando diferentes partes de la cimentación se hunden a distintas tasas, lo que puede causar grietas en las paredes y daños estructurales.

Este fenómeno es común en suelos con variaciones en la capacidad de carga, lo que requiere estudios geotécnicos previos para identificar estas diferencias.

La situación problemática del movimiento del suelo en cimentaciones en muestra región requiere un enfoque integral que incluya estudios geotécnicos, monitoreo continuo y la aplicación de tecnologías avanzadas para prevenir y corregir problemas antes de que se conviertan en fallas estructurales.

Para minimizar estos problemas se realizará una evaluación dentro de la ciudad de Tarija específicamente en el barrio 24 de junio que pertenece al distrito 8. Donde se presentan varios problemas de fisuras en las viviendas, en consenso con la directiva del barrio se le hizo conocer el trabajo de tesis donde beneficiara ambas partes por la cual se dio luz verde para proceder con la extracción de muestras y dar a conocer a los vecinos del barrio los resultados para beneficio de los mismos.

Muchas causas además de las mencionadas contribuyen a la aparición de fisuras, las mismas pueden incrementar su magnitud de difícil y costosa reparación, e incluso puede provocar el colapso completo de la estructura ocasionando inseguridades a los usuarios, por esta razón es muy importante minimizar estos efectos a través del estudio de alternativas estructurales, para minimizar los efectos patológicos por los asentamientos diferenciales:

- Utilización de drenajes.
- Dimensionamiento de zapatas para igual asentamiento
- Estabilidad del suelo.
- Sistema de cimentación flexibles.
- Uso de un sistema de fundación rígida.

1.2.1 Problema

En el planteamiento de este trabajo surge la siguiente pregunta como punto de partida de la investigación:

¿Cómo la evaluación de asentamientos diferenciales de los suelos a través del ensayo de consolidación unidimensional podrá generar un mejor análisis para el diseño de las obras civiles del barrio 24 de junio del distrito 8 de la ciudad de Tarija?

1.2.2 Relevancia del problema.

La relevancia del trabajo de investigación es importante porque contribuye el conocimiento teórico con la práctica, el cual servirá para que futuros profesionales utilicen dicha información para otras investigaciones y comparaciones sobre los asentamientos diferenciales del barrio 24 de junio.

1.2.3 factibilidad del problema

El siguiente trabajo de grado pretende realizar una evaluación para un tipo de suelos cohesivos presente en distrito 8 de Tarija para analizar los asentamientos producidos bajo cargas estáticas donde se tiene todos los insumos para poder dar factibilidad al proyecto, como las muestras inalteradas y los equipos del laboratorio que se necesitaran para dar curso al proyecto mencionado.

1.2.4 Delimitación temporal y espacial del problema

La delimitación temporal de la investigación es de prevención, puesto que se está tratando de prevenir lo que puede ocurrir en el futuro. El tiempo para el desarrollo del proyecto de investigación se limitó al calendario académico de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

1.2.5. Delimitación de espacio.

Se realizará en el laboratorio de vías de comunicación y topografía (laboratorio de suelos) de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho del departamento de Tarija.

1.3 Justificación

La investigación busca realizar un estudio teórico para evaluar la reacción del suelo frente a fundaciones superficiales, así seleccionar un apropiado diseño de fundaciones que sea capaz de resistir estos movimientos de una manera aceptable, de tal forma evitar la aparición de fisuras en estructuras por la inestabilidad volumétrica del suelo.

Al asegurar que el sistema de fundación sea compatible con los movimientos del suelo, disminuirá la aparición de fisuras provocadas por los asentamientos diferenciales que afecta principalmente a estructuras pequeñas y esbeltas; así muchas de las pérdidas económicas que provocan la reparación compleja de grietas podrían ser evitadas.

Esta investigación se enfocará en evaluar el suelo, en pruebas de consolidación unidimensional drenada, ya que debido a la no existencia de estudios de suelos en el lugar de estudio permitirá prevenir lo que puede ocurrir en el futuro. Así, el presente trabajo permitiría mostrar datos de los suelos a ser tomados en cuenta del área periurbana de la ciudad de Tarija, por otra parte, permitirá profundizar los conocimientos teóricos sobre la consolidación unidimensional drenada de los suelos, la misma ayudará a la concientización de la población y las autoridades sobre la importancia de los suelos.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Evaluar los asentamientos diferenciales de los suelos finos en el barrio 24 de junio distrito 8 de la ciudad de Tarija, mediante el ensayo de consolidación unidimensional para minimizar su impacto en las estructuras existentes.

1.4.2 Objetivos específicos

- Ubicar los puntos de muestreo en coordenadas UTM.
- Extraer las muestras inalteradas.
- Caracterizar el suelo.
- Determinar el índice de compresión C_c y C_v .
- Calcular el asentamiento de los suelos.

1.5 Hipótesis

Si, se evalúan los asentamientos diferenciales se minimizarán las causas, factores determinantes y su impacto en las obras civiles mediante en ensayo de consolidación.

1.6. OPERACIONALIZACION DE LAS VARIABLES

1.6.1. Variable independiente

- Consolidación

1.6.2. Variable dependiente

- Índice de compresión C_c
- Coeficiente de consolidación vertical C_v

1.7. Identificación del tipo de Investigación

El Tipo de investigación es descriptiva, porque busca una relación entre dos o más variables, es decir busca las causas que las ocasionan un problema.

1.8. Unidades de estudio y decisión muestral

1.8.1. Unidad de estudio

El asentamiento.

1.8.2. Población

Los suelos de Tarija

1.8.3. Muestra

El suelo del barrio 24 de junio distrito 8 del departamento de Tarija

1.8.4. Selección de las técnicas de muestreo

La selección para ello es método probabilístico con un enfoque cuantitativo realizando un muestreo simple de estratificado para definir tipos de ensayos, características, propiedades, otros.

1.9. Métodos y técnicas empleadas

1.9.1. Métodos

Para este proyecto de grado se utilizarán métodos teóricos y empíricos.

1.9.2. Técnicas

En cuanto a ellos se realizan técnicas de revisión bibliográfica de la mano de ensayos de laboratorio donde se determinará cada parámetro de las muestras inalteradas extraídas.

1.10. Procesamiento de la información

Análisis de la investigación para procesamiento de la investigación.

1.11. Alcance de la investigación.

La siguiente investigación pretende únicamente realizar una evaluación de los asentamientos diferenciales a través del ensayo de laboratorio para determinar el coeficiente de consolidación y así determinar el asentamiento diferencial de 30 muestras inalteradas extraídas a una profundidad de 2 metros producidos bajo cargas estáticas, se utilizará el consolidómetro digital y se aplicará el método de Taylor. en suelos finos presente en el barrio 24 de junio que pertenece al distrito 8 del departamento de Tarija,

Con toda la información obtenida se dará paso, análisis de todos los resultados para las respectivas conclusiones sobre la investigación de los asentamientos el uso del consolidómetro digital, y se explicaran las recomendaciones respectivas en cuanto a su aplicación en fundaciones para su mejoramiento.

CAPÍTULO II

ASPECTOS GENERALES SOBRE

ASENTAMIENTOS

DIFERENCIALES DE LOS SUELOS

FINOS

CAPÍTULO II

FUNDAMENTO TEORICO

2.1 Generalidades.

Suelo en Ingeniería Civil son los sedimentos no consolidados de partículas sólidas fruto de la alteración de las rocas, o los suelos transportados por agentes como el agua, el hielo o el viento, con la contribución de la gravedad como fuerza direccional selectiva y que puede tener, o no materia orgánica. El suelo es un cuerpo natural heterogéneo. La mecánica de suelos es la aplicación de la mecánica y la hidráulica a los problemas geotécnicos. Ella estudia las propiedades, el comportamiento y la utilización del suelo como material estructural, de tal modo que las deformaciones y resistencia del suelo ofrezcan seguridad, durabilidad y estabilidad a las estructuras. La estructura del suelo puede ser natural (la del suelo “in situ”), como un talud, o el suelo de cimentación, o artificial (suelo como material de construcción), como un terraplén o un relleno (ESCOBAR, 2016).

El suelo es el material de construcción más abundante dentro de las prácticas de la ingeniería Civil, y constituye el soporte de las estructuras como edificaciones, vías, puentes, canales, torres, entre otros, además se utiliza como el material de terraplenes viales, muros de tierra reforzada con geotextil, diques, rellenos de adecuación de terrenos en relieves pendientes para áreas urbanas. Los suelos conforman los taludes de corte y de terraplenes viales y son estructuras que cumplen funciones diversas en los proyectos: son los elementos a estabilizar cuando se trata de taludes, y a la vez brindan estabilidad a los demás elementos que hacen parte de un tratamiento de pendientes, como los canales, las bermas, las estructuras y la vegetación que protege el suelo. De ahí la necesidad de estudiar los suelos desde las diferentes ópticas y necesidades dentro de las prácticas de la Ingeniería Civil. La estabilidad volumétrica de un suelo, donde no se admiten deformaciones altas, la estabilidad de los taludes y de las estructuras que hacen parte de la cimentación de una estructura; la saturación de los suelos y sus consecuencias en la inestabilidad de taludes, la estabilidad del suelo frente a procesos de erosión hídrica o sus cambios de volumen y resistencia cuando se

deshidrata, son algunos de los comportamientos que se deben estudiar en la mecánica de suelos para dar respuesta a problemas frecuentes vinculados con los materiales térreos (ESCOBAR, 2016).

2.2. Origen y composición de los suelos.

El suelo es un material muy complejo que está compuesto de materia sólida, líquida y gaseosa, donde la fase sólida puede ser mineral u orgánica, la porción mineral consiste en partículas de grandes tamaños, formas y composiciones químicas. La fracción orgánica incluye residuos en diferentes etapas de descomposición y organismos en estado de vida activa (L.M.SALINAS, 2004).

La fase líquida es el agua que será tomada con mayor consideración en nuestro estudio debido a su relación directa con la expansión de suelos y además porque que llena una parte o totalidad de los espacios vacíos entre las partículas sólidas variando en su composición química y en la libertad con que se mueve.

La fase gaseosa ocupa los espacios vacíos que no están cubiertos con agua; su composición puede variar en intervalos de tiempos cortos. Las interrelaciones físicas y químicas entre las fases del suelo no sólo están afectadas por sus respectivas propiedades, sino también por factores como la temperatura, la presión y la luz del ambiente.

La fase sólida predomina, y el medio de dispersión, el agua del suelo, proporciona las partículas acuosas que envuelven las partículas individuales y tienden a llenar los poros entre las partículas sólidas. Éstas son de diversos tamaños, desde los límites inferiores del estado coloidal arcilla y limo, hasta las fracciones más gruesas de arena y grava. Estas diferentes partículas, especialmente las de dimensiones coloidales, pueden encontrarse en estado de casi completa dispersión o granulación.

2.2.1 Definición de suelo.

Suelo, puede definirse desde dos puntos de vista el geólogo y el ingenieril. El suelo está clasificado de acuerdo a sus propiedades físicas, como ser: la consistencia y el tamaño de sus partículas (JORGE, 2005).

El ingeniero compara al suelo como un material de construcción que tienen una importante influencia en el diseño y construcción de una obra de ingeniería.

El suelo al igual que otros materiales posee propiedades ingenieriles, que están gobernadas por el tamaño de sus partículas y la forma en que estas interacciones entre sí. Los suelos por lo general, son materiales heterogéneos y anisotrópicos, por lo que no están compuestos de un mismo material en toda su masa, además son materiales no conservativos, es decir que la masa de suelo al deformarse no recupera su forma original (JORGE, 2005).

2.2.2 Estructura del suelo.

La estructura de un suelo es la distribución y ordenamiento geométrico de las partículas o granos minerales, el aire y el agua presentes de un material, como consecuencia de las características propias de éste, e influenciados por las fuerzas que actúan sobre las partículas (RODRIGUEZ, 1973).

Tipo de suelos desde el punto de vista de la mecánica de suelos:

Suelos no cohesivos

Las partículas de suelo no tienden a juntarse ni a adherirse, sus partículas son relativamente grandes, también llamados suelos granulares o friccionantes (gravas, arenas, limos).

Suelos cohesivos

Partículas muy pequeñas, predominan los efectos electroquímicos superficiales. Las partículas tienden a juntarse (interacción agua partícula). Suelos plásticos. (Arcilla).

Suelos Orgánicos

Suelos esponjosos, con grumos, compresibles. Prohibitivos para soporte de estructuras de ingeniería.

Arcillas inorgánicas.

La arcilla es la parte más fina del suelo y muchas de sus partículas no son visibles incluso bajo el microscopio. Tiene fuertes propiedades de retención para el agua y las sustancias químicas. La mayoría de las arcillas se pueden reconocer fácilmente ya que al perder agua se agrietan y forman terrones muy duros. La arcilla absorbe muy lentamente el agua, pero una vez que lo hace es capaz de retenerla en grandes cantidades y entonces dilatarse hasta alcanzar más del doble de su volumen. La arcilla se torna muy adhesiva al humedecerse, y cuando se sostiene en la mano se adhiere a los dedos. Cuando los suelos arcillosos están húmedos se vuelven demasiado adhesivos para trabajarlos y cuando están secos son demasiado resistentes al laboreo (RODRIGUEZ, 1973).

2.2.3 Propiedades físicas de los suelos.

Son consideradas como propiedades físicas básicas todas aquellas que definen el estado físico de un material, en el caso de la ingeniería es necesario cuantificar las 3 fases constituyentes (sólida, líquida y gaseosa) y lograr relacionarlas entre ellas en términos numéricos. En una muestra de suelo común, se encuentran los estados sólidos, líquido (agua) y gaseoso (aire) intermezclados de manera natural, por lo cual resulta difícil visualizar todas sus relaciones relativas, es por esto que es necesario considerar un modelo en cual se puedan separar en cantidades individuales y proporcionadas cada una de las fases. Los modelos se pueden proponer de diferentes maneras, dependiendo de la cantidad que se considera como referencia unitaria (TORRALBO, 2018).

Relación de vacíos

Es la relación de todo aquel volumen que no es ocupado por los sólidos (conformado por agua, aire o una mezcla de los dos) o volumen de vacíos con respecto al volumen de los sólidos.

Porosidad

Es otra manera de denominar la cantidad de vacíos y se representa mediante la relación entre el volumen de éstos y el volumen total.

Peso específico relativo de los sólidos y densidad de partículas

El peso específico relativo es considerado como la relación existente entre la masa de un volumen dado de un material que contiene la masa del mismo volumen de agua, la densidad del agua es considerada como 1 Ton/m³ (VILLALAZ, 1980).

2.2.4. Definición de suelos cohesivos.

Los suelos cohesivos poseen partículas pequeñas y bastante arcilla como para que el suelo se adhiera a sí mismo. Mientras más cohesivo sea el suelo, será porque contiene más cantidad de arcilla, y será menos probable que suceda un derrumbe. Es en esto en donde radica la diferencia con los suelos granulares, los cuales están conformados por gruesas partículas gruesas, de arena y grava (ESCOBAR, 2016).

Cuando el suelo es menos cohesivo, se necesita llevar adelante mayores medidas para prevenir un derrumbe. Se utiliza un sistema de medición llamado "fuerza de compresión" para clasificar cada tipo de suelo, que es la cantidad de presión necesaria para que el suelo colapse. Este valor se presenta usualmente en unidades de toneladas por pie cuadrado.

Parte del proceso para construir un edificio o una carretera implica analizar el suelo en que el edificio llevará a cabo. Los ambientes del suelo proporcionan la base física de un edificio o un camino para estar de pie durante años. En los aspectos de ingeniería de la composición del suelo examinan las diferencias en textura, fuerza y consistencia que distinguen suelos cohesivos de ambientes de suelos no cohesivos.

2.2.5 Gravedad específica de suelos.

La densidad específica es la comparación de la densidad de una muestra de suelo con la del agua destilada, a una temperatura dada (RODRIGUEZ, 1973).

La gravedad específica es un parámetro adimensional función de la mineralogía del suelo según Salas es un parámetro primordial en la clasificación de suelos, pues al depender de la mineralogía lo hace variar para cada tipo de suelo.

En general los suelos ricos en óxido de hierro y óxido de magnesio presentan los valores más altos con relación a la gravedad específica, mientras que los suelos arcillosos orgánicos presentan los valores más bajos.

2.2.6 Granulometría de suelos.

La granulometría de suelos es un parámetro básico en la clasificación de un suelo como material ingenieril, pues define su posible uso y comportamiento, tanto como subrasante de carretera, agregado para concreto hidráulico o mezcla asfáltica, material de relleno de algún corte, entre otros, además se utiliza para detectar la susceptibilidad del material al fenómeno de licuación, también para determinar el mecanismo de mejoramiento de suelos se adecua mejor a la zona a tratar (SOWERS, 1972)

El primer paso para clasificar suelos, es conocer su curva granulométrica, generalmente se utilizan dos métodos para encontrar la distribución de partículas en el suelo: análisis por tamizaje y análisis por hidrómetro, también llamado análisis por sedimentación.

El análisis por tamizaje se utiliza para suelos de grano grueso y el de hidrometría es el utilizado en suelos de grano fino. El principal parámetro de clasificación obtenido de la curva granulométrica es el porcentaje que pasa la malla N° 200, pues es el que determina, si un material clasifica como suelo fino o grueso, pues los pasos a seguir en la clasificación después de determinar si el material es suelo de grado fino o grueso son distintos.

2.2.7 Análisis por tamizaje.

El objetivo principal de esta prueba es obtener la curva granulometría de la muestra, por ende, obtener todos los parámetros que se puedan obtener de la curva. Es el principal parámetro de clasificación que se puede obtener en este tipo de ensayos es el porcentaje pasando la malla N°200, pues las partículas que pasan dicho tamiz no se les puede hacer un análisis granulométrico por mallas, para ello se requiere realizar un análisis granulométrico por hidrómetro. El procedimiento de este ensayo está estandarizado por la norma ASTM D6913, denominado por la ASTM “Graduación de suelos usando análisis de malla” (CALIDAD DE LA CONSTRUCCION, 2019).

Lo primero que se debe hacer es dividir las partículas en distintos grupos de acuerdo a su tamaño máximo, esto se logra pasando el material por distintas cribas, los valores de estos tamaños se especifican en la ASTM E11-13.

El tamaño de la abertura de los tamices está especificado en la norma ASTM E11-13, estos diámetros se muestran en la tabla 3. Una vez pasado el material por los tamices, se pesa el material retenido en cada uno y por diferencia de pesos se obtiene el porcentaje que pasa (DAS., 2003).

Tabla 1. Diámetro de tamices según norma ASTM E11-13

Tamiz	Abertura (mm)
1"	25,000
3/4"	19,000
3/8"	9,500
N°4	4,750
N°6	3,350
N°8	2,360
N°10	2,000
N°16	1,180
N°20	0,850
N°30	0,600
N°40	0,425
N°50	0,300
N°60	0,250
N°80	0,180
N°100	0,150
N°140	0,106
N°170	0,088
N°200	0,075

Fuente: Norma ASTM E11-13

2.2.8 Análisis por hidrómetro.

La finalidad de este ensayo, al igual que el método por tamizaje, es obtener la curva granulométrica del suelo, a diferencia del ensayo anterior este si analiza las partículas que pasan la malla N°200, por ende, es posible determinar los porcentajes de limo y arcilla presentes en el suelo. El método a seguir en la ejecución de este ensayo lo estipula la norma ASTM D422. Este procedimiento se basa en el principio de sedimentación de granos de suelo en agua, para efectuar este análisis se recurre a la Ley Stokes, que relaciona la velocidad de caída de las partículas en función del diámetro que éstas presenten (DAS, 2002).

Cuando la muestra se tenga preparada, se debe deflocular, con el fin de eliminar los grumos que presente y que sólo se sedimenten partículas elementales, se miden las densidades de la muestra a diferentes intervalos de tiempo con el hidrómetro.

2.2.9 Curva granulométrica.

Los resultados de análisis de graduación de un suelo se representan en una curva, que se denomina curva granulométrica. Los diámetros de las partículas se grafican en escala logarítmica y los porcentajes pasando en escala aritmética (ESCOBAR, 2016).

Los datos más importantes que se pueden obtener de una curva granulométrica son los diámetros característicos (D_n) y las fracciones de arena, grava y finos, refiérase a finos a material que pasa el tamiz N°200, en la gráfica 1 se detalla una curva granulométrica de un suelo. Algunos de los índices que pueden calcularse a partir de la gráfica son (ESCOBAR, 2016).

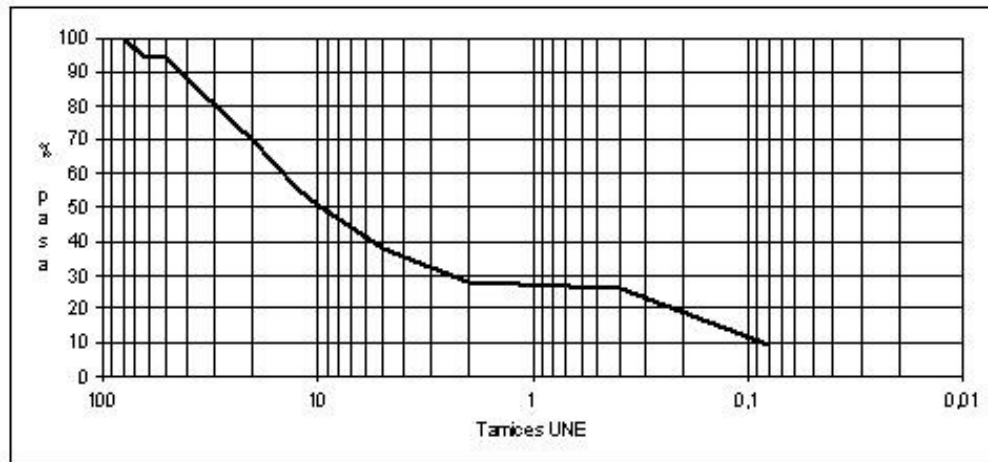
Tabla 2. Fracciones de partículas más significativas

Fracciones	Sigla	ASTM	AASTHO
Fracción de gravas	FG	100 - F4	F3 - F10
Fracción de arena	FS	F4 - F200	F10 - F200
Fracción fina	CF	F200	F200

Fuente: (Salas. Geotecnia y cimientos I. 2013)

Donde F4 y F200 son los porcentajes pasando del material a través de las mallas N°4 y N° 200 respectivamente; F3 y F10 es el porcentaje pasando el tamiz N°3 y N°10, esto para ASTM y AASTHO respectivamente.

Figura 1. Curva granulométrica típica de un suelo



Fuente: (Salas. Geotecnia y cimientos I. 2013)

2.2.10 Límites de Atterberg

La consistencia de una propiedad que describe el grado y tipo de cohesión y adhesión que presentan las partículas de suelo, estas propiedades están relacionadas con la resistencia del suelo a deformarse o romperse (MUELAS RODRIGUEZ, 2001).

Para determinar la consistencia del suelo, se deben determinar los límites de Atterberg, llamados así en honor al agrónomo sueco que los propuso en 1911. El ensayo de laboratorio empleado para determinar los límites de Atterberg está estandarizado por la norma ASTM D4318, mediante el cual se pueden obtener el límite plástico y el índice de plasticidad. El procedimiento para obtener el límite de contracción está estipulado por la norma ASTM D4943 (DAS., 2003).

2.3 Definición de asentamiento

En el ámbito de la ingeniería civil existe el concepto de asentamientos en suelos, el cual se puede definir como la compresión de masa o bien la deformación vertical del terreno. Este fenómeno puede tener lugar tanto hacia arriba como hacia abajo, y se encuentra formado por las siguientes tres componentes (PÉREZ PORTO, 2017):

2.3.1 Asentamiento inmediato

Ocurre como consecuencia de la deformación elástica del suelo. Este tipo de asentamiento puede llevarse a cabo en suelos secos, húmedos o saturados, sin que esto afecte la humedad del resultado final. Los suelos más adecuados para la observación de este cambio son los granulares, y se apoya en los fundamentos de la teoría de la elasticidad, según la cual los sólidos elásticos lineales sufren deformaciones y desplazamientos también lineales si son sometidos a pequeñas deformaciones.

2.3.2 Asentamiento por consolidación

Se trata del cambio de volumen que se da en suelos cohesivos saturados como resultado de que expulsan el agua contenida en sus poros. Los dos tipos de suelo que abarca dicho grupo son los arcillosos y los arcillosos saturados, con grava fina, y uno de sus factores más importantes es la permeabilidad, la cual debe ser baja. El asentamiento por consolidación es una deformación que depende del tiempo.

2.3.3 Asentamiento por compresión secundaria

Tiene lugar como resultado del ajuste de la estructura del terreno, y seguidamente no hay compresión de poros ni esfuerzo. En su nombre aparece la palabra secundaria para hacer referencia a que esta compresión ocurre luego de una deformación, la cual implica un esfuerzo efectivo constante sin modificación en la cantidad de agua en los poros. Esta clase de asentamiento también es dependiente del tiempo (PÉREZ PORTO, 2017).

2.4 Causas de los asentamientos

La relación entre el movimiento del suelo y la estabilidad de las estructuras asociadas a éste es bastante compleja. Primero, existen diferentes mecanismos que pueden producir movimientos en el suelo y, además, hay muchos tipos de estructuras, cada una con un diferente potencial para resistir el movimiento o ser afectada por el mismo. Algunos edificios, como las construcciones de ladrillo y mampostería, son sumamente frágiles y pueden sufrir agrietamientos e incluso daños estructurales, a consecuencia de desplazamientos pequeños de los cimientos. Otras pueden construirse para resistir movimientos de magnitud considerable sin sufrir un daño real. Es importante estar

consciente de que las condiciones de un suelo pueden cambiar, algunas veces en alto grado, desde antes de la construcción, durante e incluso después de ésta. La predicción de tales cambios representa la tarea más difícil para el proyectista (VILLALAZ, 1980).

La mayor parte de los daños en edificios, que ocurren debido a movimientos de los cimientos, se debe a la aparición repentina de condiciones no previstas del suelo. Existen métodos por medio de los cuales se puede estimar el grado y ritmo del asentamiento de los cimientos, debido a ciertos mecanismos. Estas estimaciones resultan bastante confiables, siempre y cuando las condiciones del suelo que se supusieron para el cálculo: (a) sean una representación razonable de las condiciones reales, y (b) tengan probabilidad de persistir a lo largo del periodo de vida del edificio.

Resulta útil iniciar cualquier estudio de asentamiento, considerando con brevedad varios mecanismos de movimientos del suelo, que son causas potenciales de asentamiento. La mayor parte del daño por asentamiento se puede clasificar como arquitectónico y estará confinado a los recubrimientos y acabados. La mayor parte del asentamiento inmediato se tiene durante la construcción, a medida que se impone la carga muerta y los daños posteriores se reducirán, por lo tanto, al mínimo si se demora la aplicación de los acabados, hasta que actúe toda la carga muerta.

Varias fuentes sugieren lineamientos acerca de valores límite, pero parece que se pueden aceptar los siguientes límites rutinarios (PAVA, 2001).

Tabla 3. Valores límites de asentamientos

Arenas	Asentamiento total máximo	= 40 mm para zapatas aisladas
	Asentamiento diferencial máximo	= 40 – 65 mm para losas
		= 25 mm entre columnas adyacentes
Arcillas	Asentamiento total máximo	= 65 mm para zapatas aisladas
		= 65 – 100 mm para losas
	Asentamiento diferencial máximo	= 40 mm entre columnas adyacentes

Fuente: Frontier in geotechnical engineering (2005)

2.5 Asentamiento diferencial

Los asentamientos diferenciales producen efectos estructurales adversos en losas, originando fisuras localizadas alrededor de las columnas. En general, los asentamientos que provocan perjuicios o daños son aquellos que generan hundimientos diferenciales de los distintos componentes de la edificación, y que se presentan después de terminar la obra. Si los demás factores permanecen iguales, la tolerancia de asentamiento diferencial (PÉREZ PORTO, 2017).

disminuye conforme se reduce el espaciamiento de las columnas. Típicamente, las estructuras de concreto fundidas en su sitio son más vulnerables a esos movimientos, que las edificaciones de acero. Cuando se quiere hacer el cálculo de los asentamientos de cimentaciones, es necesario conocer la distribución de los esfuerzos dentro de los estratos del suelo y sus respectivos grados de compresibilidad. En la mayor parte de los casos, los esfuerzos se calculan con el método de bulbo de presión, sea con la técnica de Boussinesq o con la de Westergaard.

Cuando los depósitos son muy gruesos, conviene usar la técnica de distribución de Boussinesq; cuando los suelos tienen estratos delgados, es mejor el método de Westergaard. El asentamiento diferencial puede producirse por presiones uniformes que actúan sobre un suelo heterogéneo; presiones diferentes sobre el terreno o, condiciones del terreno heterogéneas. El asentamiento diferencial es la diferencia entre el asentamiento máximo y el mínimo.

2.6 Asentamiento admisible

El asentamiento admisible, que una estructura pueda tolerar, depende de muchos factores incluyendo el tipo, forma, situación y finalidad de la estructura, así como la forma, velocidad, causa y origen del asentamiento. Pudiera parecer que el ingeniero que proyecta una cimentación debería de considerar el asentamiento admisible especificado por el proyectista de la estructura; sin embargo, raramente es el caso y el ingeniero de cimentaciones se encuentra frecuentemente entre el ingeniero estructural, que no desea el menor asentamiento y además el cliente quiere una cimentación económica (VILLALAZ, 1980).

Pocos edificios de concreto pueden soportar un asentamiento diferencial entre columnas adyacentes de más de 2 cm, sin mostrar algunos signos de daño. Una estructura de acero puede soportar algo más y una de mampostería reforzada puede soportar 2.5 cm, sin mostrar daño serio, ya que el costo de una cimentación influye mucho la magnitud de los asentamientos diferenciales, que se consideran tolerables; el ingeniero no debe subestimar el asentamiento que su estructura puede soportar.

El asentamiento puede tener importancia por tres razones, incluso aunque la falla no sea inminente, aspecto, condiciones de servicio y daños de la estructura. Los asentamientos pueden alterar el aspecto de una estructura, provocando grietas en los muros exteriores, y en los revoques de las paredes interiores. También pueden dar lugar a que una estructura se incline lo suficiente para que pueda apreciarse a simple vista su inclinación.

El asentamiento puede interferir con el servicio de una estructura en diversas formas, por ejemplo, las grúas y otros tipos de maquinaria pueden dejar de funcionar correctamente; las bombas, compresores, etc, pueden desajustarse. El asentamiento puede producir el fallo estructural de un edificio y su colapso, incluso aunque el factor de seguridad contra la falla por corte de la cimentación sea elevado (DAS., 2003).

Tabla 4. Asentamiento total admisible

Tipo de estructura	Valores de asentamiento total admisible (δ)	
	(in)	(mm)
Edificios de oficinas	0,5 – 2,0	12 – 50
Estructuras industriales pesadas	1,0 – 3,0	25 – 75
Puentes	2,0	50

Fuente: Coduto, 2011

2.7 Asentamiento total

El asiento total, suponiendo que el último valor medido coincide con el momento en que desaparece toda la sobrepresión intersticial creada al aplicar la carga, es una medida de la deformación del esqueleto del suelo. Si se realizan varios escalones de carga, se obtendrá una curva de compresibilidad, que relaciona la presión efectiva (en escala logarítmica) con la deformación del esqueleto mineral, expresada por el índice de poros o relación de vacíos. El propósito fundamental del ensayo de consolidación es determinar ciertos parámetros que se utilizan para predecir la velocidad y la magnitud del asentamiento de estructuras fundadas sobre arcillas. Además, el ensayo permite obtener información acerca de la historia de presiones a que ha sido sometido el suelo (DAS., 2003).

Para verificar si la estructura sufre asentamientos, debe observarse detenidamente, las aceras y pisos donde principalmente aparecen índices que muestran tales efectos. Se nota rápidamente que no existen cambios volumétricos en aceras o pisos colindantes a los cimientos de la estructura; es la razón fundamental para desechar la posibilidad de que la estructura padece de asentamientos diferenciales.

2.8 Consolidómetro digital

El ACE EmS es un equipo para ensayos de consolidación en muestras de suelo, automático y versátil. El equipo hace uso de la tecnología de servo-actuación electromecánica (EmS), la cual precisa bajo mantenimiento, es altamente eficiente y respetuosa con el medio ambiente. Silencioso, compacto y potente, el ACE EmS puede ser operado vía software, desde el que puede controlar hasta a 60 dispositivos, permitiéndole la ampliación de su laboratorio de una manera gradual y sencilla.

Con el edómetro podemos realizar pruebas con bastantes presiones simulando las cargas de cualquier estructura desde una vivienda simple hasta edificios de departamentos de varios pisos, también se puede utilizar en estructuras como puentes.

Con este dispositivo también se puede realizar la prueba de compresión no confinada para determinar la fractura del tipo de suelo.

Según la programación que demos donde podemos programar diferentes presiones desde 5kPa hasta 3500kPa como máximo según el producto.

Figura 2. Consolidómetro digital



Fuente: (EmS, s.f.)

Dentro sus características tenemos:

2.8.1 Ahorre tiempo y asegure la precisión y repetibilidad del ensayo

El consolidómetro automático ACE EmS puede realizar el ensayo completo de manera totalmente automática seleccionando únicamente la carga (tensión). De tal manera que obtendrá de manera práctica y precisa unos resultados fiables sin la necesidad de intervenir manualmente durante el ensayo, eliminando así el posible error humano.

2.8.2 Respetuoso con el medio ambiente y silencioso

Equipado con la nueva tecnología de servoactuación electromecánica (EmS), no necesita pesos muertos o ruidosos y voluminosos compresores de aire, reduciendo así los niveles de ruido en su laboratorio.

2.8.3 Preparado para el futuro – modular y ampliable

Conecte hasta 60 dispositivos vía LAN desde el software para PC, lo que le permitirá ampliar su laboratorio cuando lo necesite – resultando en un excelente retorno de su inversión.

2.8.4 Claridad en los resultados

Los resultados del ensayo son guardados y mostrados en el display en tiempo real, acelerando la adquisición del dato.

Los resultados se procesan con nuestras intuitivas plantillas, creadas por expertos de acuerdo a las normas internacionales y que le permitirán concentrarse únicamente en el análisis de sus materiales, no en la programación de su equipo de ensayo.

2.8.5 Bajo mantenimiento y fácil instalación

Con la tecnología de servo-actuación electromecánica (EmS) mono fase y de mínimo mantenimiento.

2.8.6 Alto rendimiento

Alto rendimiento con capacidades de hasta 20 kN, equivalente a 10,000 kPa sobre celdas de consolidación de 50,47mm.

2.9 Ensayo de consolidación en laboratorio

El procedimiento de prueba de la consolidación unidimensional fue primero sugerido por Terzaghi (1925), la cual en un Consolidómetro (llamado a veces edómetro). El espécimen de suelo se coloca dentro de un anillo metálico con dos piedras porosas, una en la parte superior del espécimen y otra en el fondo, los especímenes son usualmente de 63,5 mm de diámetro y 25,4 mm de espesor. La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide por medio de un micrómetro calibrado, el espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba (PAVA, 2001).

Cada carga se mantiene usualmente durante 24 horas. Después se duplica la presión sobre el espécimen y se continúa la medición de la compresión. Al final se determina el peso seco del espécimen de la prueba.

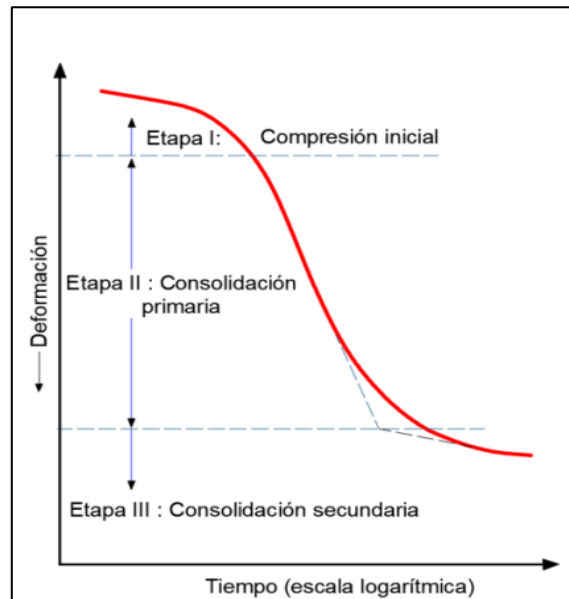
La forma general de la gráfica de deformación del espécimen versus tiempo para un incremento dado de carga se muestra en la gráfica 9. En la gráfica se observan tres etapas distintas, que se describen como sigue:

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

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

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

Figura 3. Tiempo-deformación durante la consolidación.



Fuente: Frontier in geotechnical engineering (2005)

Después de que las gráficas tiempo-deformación para varias cargas se obtienen en el laboratorio, es necesario estudiar el cambio de la relación de vacíos en el espécimen con la presión. A continuación, se da un procedimiento paso a paso:

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

$$H_s = \frac{W_s}{A G_s \gamma_w}$$

Dónde:

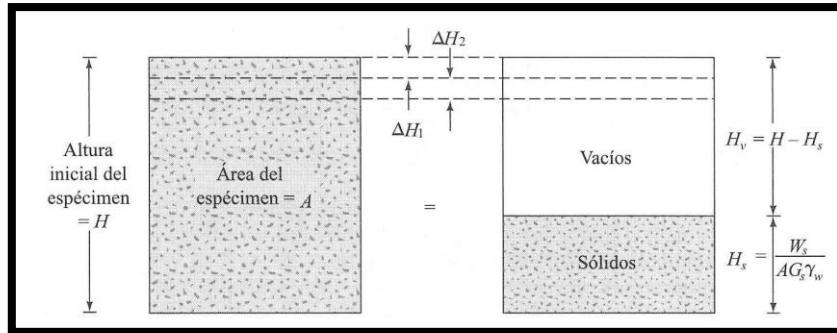
W_s = Peso seco del espécimen

A = Área del espécimen

G_s = Densidad de los sólidos del suelo

γ_w = Peso específico del agua

Figura 4. Cambio de altura del espécimen en una prueba de consolidación unidimensional.



Fuente: (Das)

2. Calcule la altura inicial de vacíos H_v :

$$H_v = H - H_s$$

Dónde H = altura inicial del espécimen

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

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v A}{H_s A} = \frac{H_v}{H_s}$$

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

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s}$$

ΔH_1 se obtiene de las lecturas inicial y final de la carga. En este tiempo, la presión efectiva sobre el espécimen es:

$$\sigma' = \sigma_1 = \sigma'_1$$

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

$$e_1 = e_0 + \Delta e_1$$

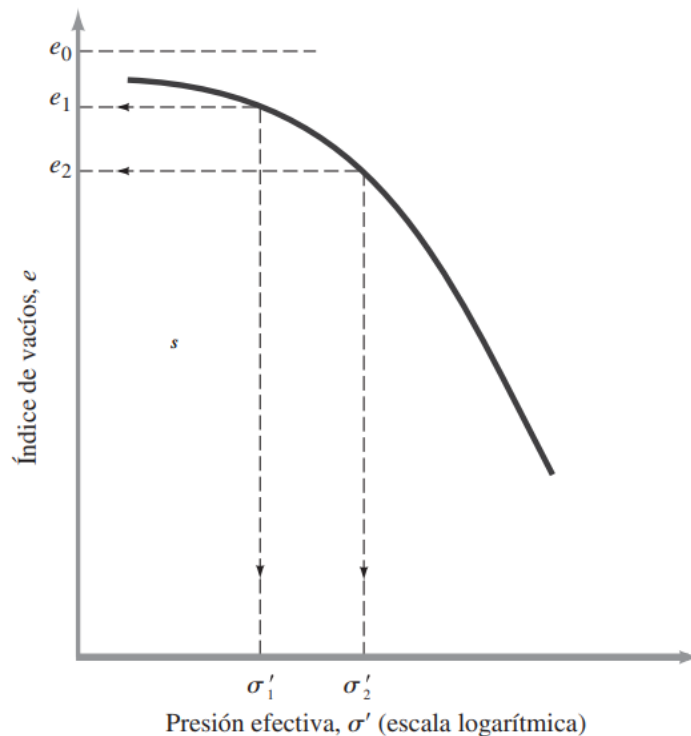
Para la siguiente carga σ_2 (nota: σ_2 es igual a la carga acumulada por área unitaria del espécimen), que causa la deformación adicional ΔH_2 , la relación de vacíos e_2 al final de la consolidación se calcula como:

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s}$$

Note que en este tiempo, la presión efectiva sobre el espécimen es:

$$\sigma' = \sigma_2 = \sigma'_2$$

Figura 5. Gráfica típica de e versus $\log \sigma'$



Fuente: Frontier in geotechnical engineering (2005)

Procedimiento de manera similar, obtendremos las relaciones de vacíos al final de la consolidación para todos los incrementos de carga.

Las presiones efectivas ($\sigma = \sigma'$) y las correspondientes relaciones de vacíos (e) al final de la consolidación son Graficadas sobre papel de Gráfica semilogarítmica. La forma típica de tal Gráfica se muestra en la gráfica 5 (DAS., 2003).

Los parámetros más importantes que se obtienen del suelo al realizar el ensayo son:

El coeficiente de consolidación (C_v), que indica el grado de asentamiento del suelo bajo un cierto incremento de carga y vinculado a la velocidad del mismo (no es necesario para el cálculo de los asentamientos por consolidación).

La determinación del índice de expansión es importante en la estimación del asentamiento por consolidación de las arcillas sobre consolidadas

El índice de compresibilidad (C_c), es la pendiente de la porción recta de la curva.

La presión de preconsolidación (P_c), es la máxima sobrecarga efectiva a la que el suelo estuvo sometido en el pasado. Se determina usando un simple procedimiento gráfico propuesto por Casagrande (1936).

Los depósitos naturales de suelo pueden estar normalmente consolidados o sobreconsolidados (o preconsolidados). Si la presión actual efectiva de sobrecarga es igual a la presión de preconsolidación, el suelo esta normalmente consolidado.

2.10 Posibles soluciones a asentamientos diferenciales

Ante la posibilidad de asientos diferenciales existen muchas soluciones que evitan la aparición de fisuras:

2.10.1 Estabilización de suelos

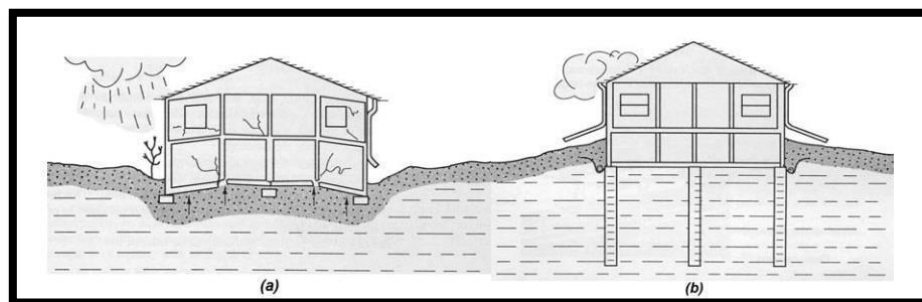
Es una medida preventiva valida a través de la cual se añade al suelo componentes tales como, cal, cenizas volantes, bituminosos. Se busca mejorar las características específicas del terreno tales como la resistencia, durabilidad o manejabilidad, aumentar la impermeabilidad o reducir cambios volumétricos. El cemento portland es el aditivo más utilizado para aumentar la resistencia o la durabilidad, se aplica en proporciones del 2-4 % en peso seco en suelos granulares y del 10-15% para suelos cohesivos, sin embargo, las dificultades de mezcla y la gran cantidad de cemento limitan su uso. El agregado de sílice, aluminio y álcalis de las cenizas volantes permite rebajar las adiciones de cemento. También se aplican conjuntamente con cal ya que reaccionan con el hidróxido cálcico formando compuestos cementantes.

La cal apagada mejora la resistencia, la manejabilidad y reduce cambios volumétricos en las arcillas. Las proporciones de adición oscilan entre 2-8% de suelo seco. El agregado de productos bituminosos es más costoso y difícil de mezclar, se utiliza solo para conseguir una capa cohesiva e impermeable sobre terrenos granulares y evitar la pérdida de resistencia al aumentar la humedad en suelos arcillosos (RODRIGUEZ, 1973).

2.10.2 Utilización de drenajes

Es frecuente no pensar en la solución del drenaje para consolidar un terreno, pero un buen drenaje puede ser más efectivo que muchas otras actuaciones que hagamos en el terreno. Ya sea por escorrentías o por el nivel freático, la saturación del terreno con agua disminuye la capacidad portante de éste. Una medida a tomar puede ser la creación de un recinto estanco entorno al edificio o un sellado del terreno para reducir las afluencias o filtraciones de agua (DAS., 2003).

Figura 6. Detalles de la superficie de drenaje (a) drenaje deficiente (suelo húmedo expandido) (b) drenaje eficiente (suelo seco estable).



Fuente: Braja m. das 2015

2.10.3 Dimensionamiento de zapatas para igual asentamiento

Cuando proyectamos una cimentación, sobre arcilla es común llevarla a cabo mediante el concepto de iguales presiones de contacto, sin pensar que ello puede o no conducir a que la cimentación presente fuertes asentamientos diferenciales.

Por ello, conviene diseñar, proyectar y construir las cimentaciones formadas por zapatas aisladas, mediante el procedimiento de “asentamientos iguales” y no por el de “presiones iguales”. Sin embargo, existen muchas variables a considerar como el cálculo de la consolidación, lo que limita su aplicación práctica y efectiva (DAS., 2003).

2.10.4 Profundización de zapatas

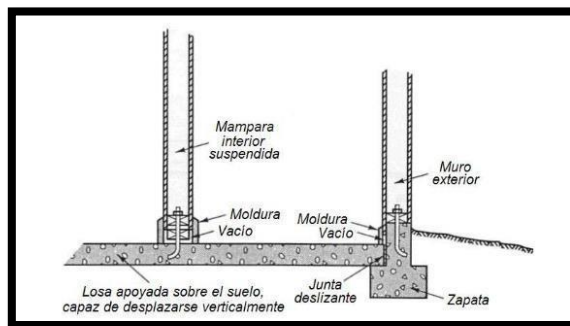
Cuando se trata con suelos poco expansivos, generalmente con presiones de expansión menores a 25 t/m^2 , usualmente basta con aplicar un sistema de cimentación a base de zapatas aisladas ligeramente profundizadas (tal vez de 0,5 a 1,0 metro por debajo del nivel normal de desplante), debido a los requerimientos tan bajos de sobrecarga necesarios para limitar el cambio de volumen del suelo (DAS., 2003).

2.10.5 Sistemas de cimentación flexibles

Este método de diseño consiste en la creación de cimentaciones a base de unidades rígidas unidas de manera flexible. En ellas, se espera que la instalación de juntas flexibles evite el desarrollo de grietas en las estructuras. Una manera de incrementar la flexibilidad de las estructuras es mediante el uso de losas flotantes, las cuales permiten el desarrollo de movimientos en el suelo, encontrando su principal aplicación cuando no se planea el uso de tratamientos de estabilización en ellos (DAS, 2002).

En general, estas consisten en losas de piso separadas de la cimentación, provistas con juntas deslizantes que las hacen estar en estado libre.

Figura 7. Losa flotante y detalles de diseño relacionados



Fuente: Braja m. das

En el esquema de la figura anterior se puede observar que es preferible colocar la abertura de los muros en su parte inferior (pegado al piso), que en su parte superior (pegada al techo), ya que esta puede ser ocultada fácilmente mediante la colocación de una moldura flexible (DAS., 2003).

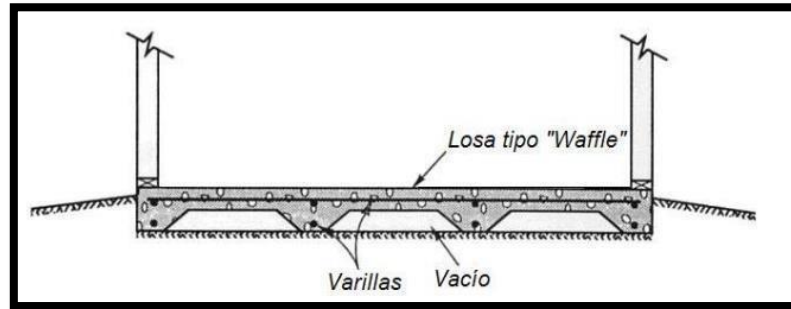
Si bien los sistemas de losas flotantes resultan muy útiles, cualquier construcción que descansa sobre ellas debe ser capaz de desplazarse a su mismo ritmo. Por tanto, en el diseño se debe especificar que las conexiones de agua y drenaje deben ser flexibles, además que las escaleras deben encontrarse ligadas a muros y techos, y no a las losas, en un intento por prevenir que se levanten y afecte a la estructura. Debido a esto, las losas flotantes son más utilizadas en estacionamientos y sótanos, ya que en ellos es más fácil implementar estos detalles de diseño.

2.10.6 Rigidización del sistema de fundación

Prevén la construcción de cimentaciones tan rígidas y fuertes, que son capaces de moverse como una unidad. En ellas, la expansión diferencial solo causa una inclinación (sin distorsión) de las estructuras. En general, la alternativa más común de estos sistemas es el uso de losas reforzadas convencionales, las cuales pueden presentar una alternativa al reforzamiento a través del uso de losas pretensadas o pos tensadas (DAS., 2003).

Cabe destacar que cuando se planea construir sobre suelos expansivos, es preferible hacer uso de las losas llamadas de tipo “waffle”, las cuales son coladas sobre cimbras colapsables de cartón a fin de darle oportunidad al suelo bajo ellas de expandirse. Kantey (1980) ha obtenido éxitos rutinarios en Sudáfrica mediante su aplicación a edificios de tabique, los cuales se han llegado a comportar adecuadamente incluso después de experimentar expansiones totales superiores a los 25 cm.

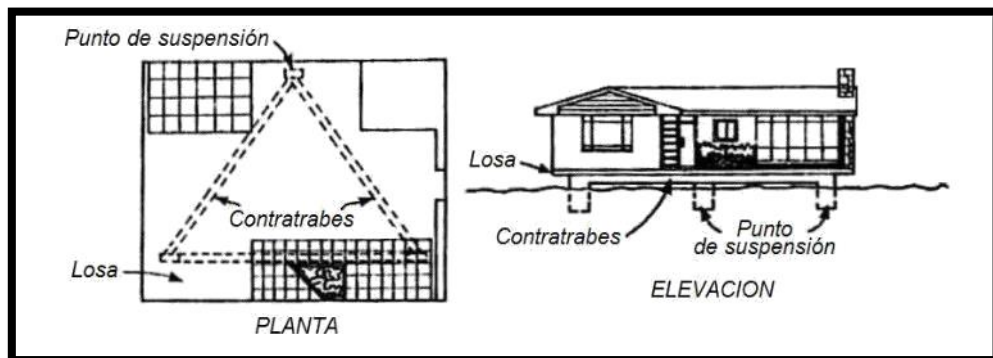
Figura 8. Losa de cimentación reforzada tipo “waffle”.



Fuente: Braja m. das

Otra opción que ha demostrado tener éxito (incluso ante expansiones totales de hasta 25 cm), ha sido el uso de plataformas de concreto apoyadas sobre tres puntos de suspensión.

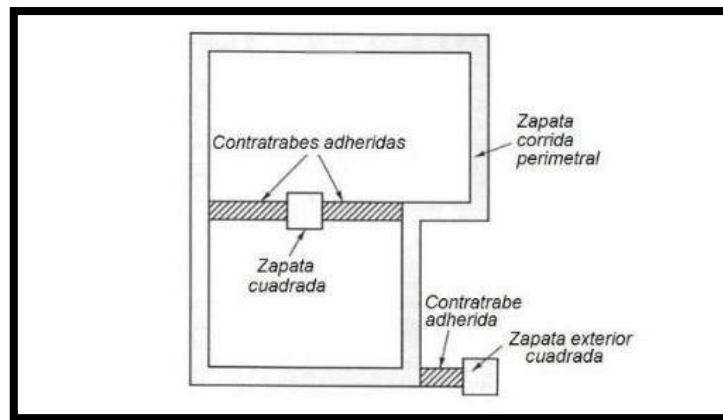
Figura 9. Casa construida sobre una plataforma rígida. esta tiende a inclinarse cuando el suelo se expande



Fuente: Das

Ahora bien, cuando se trata de construir sobre suelos compresibles, se puede hacer uso de zapatas corridas, zapatas aisladas con vigas de arriostre que mejoren la rigidez de los sistemas de cimentación aislados, lo cual ayudará a extender las expansiones diferenciales sobre una mayor distancia (DAS, 2002).

Figura 10. Uso de zapatas corridas y aisladas con vigas de arriostre (contratrabe) para mejorar la rigidez de un sistema de cimentación aislado



Fuente: Braja m. das

2.11. Curvas de compresibilidad.

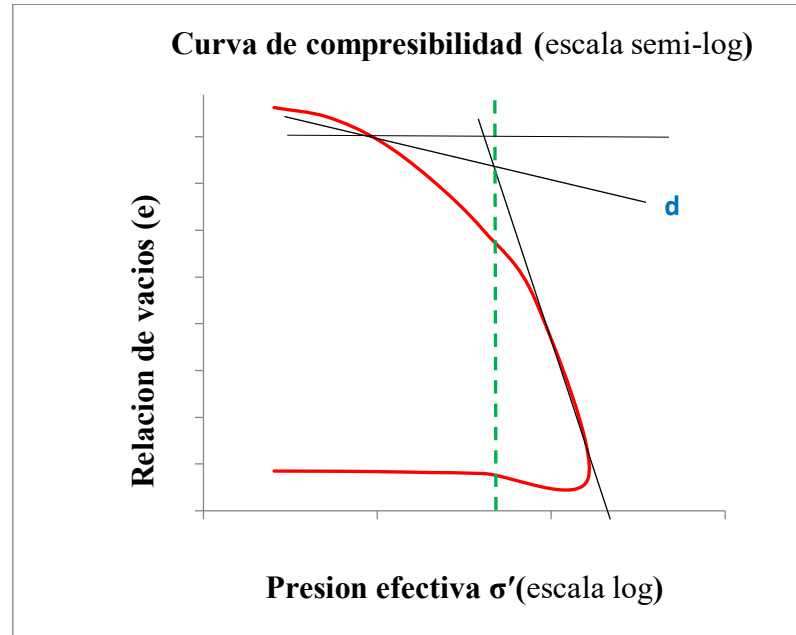
2.11.1. Curvas de consolidación.

A lo largo de todo el ensayo de consolidación se toman lecturas en el extensómetro con el fin de conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos (RODRIGUEZ, 1973).

Mediante estas lecturas obtenemos coordenadas, las que deben ser graficadas de tal forma que en las abscisas se encuentren valores de los tiempos transcurridos en escala logarítmica y en las ordenadas los valores correspondientes a las deformaciones registradas en el extensómetro, en escala aritmética.

A estas curvas se las conoce como curvas de consolidación, y se obtiene una por cada incremento de carga realizado.

Figura 11. Curva de consolidación para incremento de carga.



Fuente: (Campoverde Córdova, 2013) Principio de Ingeniería de cimentaciones

2.12. Consolidación de asentamiento a partir de una consolidación primaria en una dimensión.

Para considerar una capa de arcilla saturada de espesor H y el área de sección transversal A debajo de una presión de sobrecarga efectiva media existente σ'_0 o. debido a un aumento de la presión $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$. Por lo tanto, el cambio en el volumen está dado por (DAS, 2002):

$$\Delta V = V_0 - V_1 = HA - (H - S_p)A = S_p A$$

Donde V_0 y V_1 son el volumen inicial y final, respectivamente. Sin embargo, el cambio en el volumen total es igual al cambio en el volumen de vacíos ΔV_v . Por lo tanto:

$$\Delta V = V_{v0} - V_{v1}$$

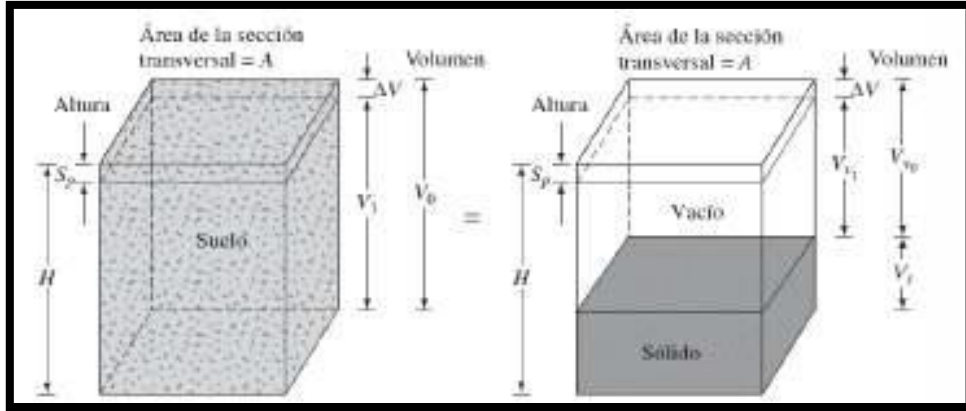
Donde V_{v0} y V_{v1} son los volúmenes vacíos inicial y final, respectivamente. De la definición de índice de vacíos, tenemos:

$$\Delta V_v = \Delta e V_s$$

Donde Δe = variación del índice de vacíos.

$$A = \frac{V_0}{1+e_0} = \frac{AH}{1+e_0}$$

Figura 12. Asentamiento causado por una consolidación en una dimensión



Fuente: (Bernate Pineda, 2015)

Donde el índice de vacíos e_0 = índice de vacíos inicial en volumen V_0 .

$$A = S_p A = \Delta e V_s \frac{AH}{1+e_0}$$

$$S_p = H \frac{AH}{1+e_0}$$

Para arcillas normalmente consolidadas que muestren una relación lineal e -log σ' .

2.13. Índice de compresión C_c .

Podemos determinar el índice de compresión para el asentamiento de campo provocado por la consolidación por construcción ver (Figura 12), después de la obtención de resultados de las pruebas de laboratorio para el índice de vacíos y para la presión.

Con base en las observaciones de varias arcillas naturales presentes para el estudio,

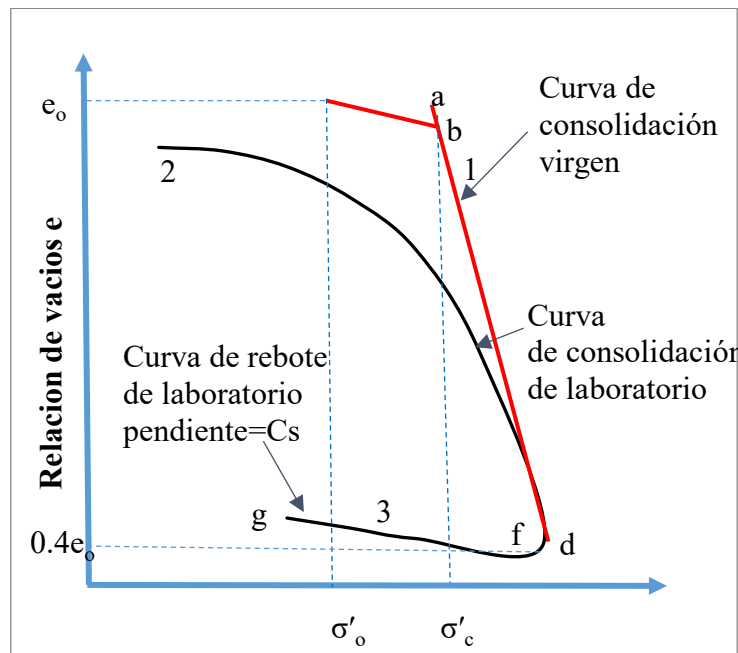
Rendón-Herrero (1983) dio la relación para el índice de compresión la forma (DAS, 2002):

$$C_c = 0,141 G_s^{1,2} * \left(\frac{1 + e_0}{G_s} \right)^{2,38}$$

(e) igual forma es la pendiente del tramo recto de la rama de carga de la curva edométrica

de II Curva de laboratorio para muestras inalteradas, (Figura 10).

Figura 13. Curva relación de vacíos (e) vs esfuerzo de compresión



Fuente: (Bernate Pineda, 2015).

Se expresa la fórmula:

$$C_c = \left(\frac{e_1 + e_2}{\log\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)} \right)$$

Dependiendo del tramo seleccionado, se estará obteniendo C_c .

Su relación con el cambio de relación de vacíos, se sabe que su valor típico de C_c en las arcillas normalmente consolidadas es $0,005 < C_c < 0.05$; en las preconsolidadas menos de 0,002.

Arcilla Normalmente Consolidada: Es aquélla que nunca en su historia geológica ha soportado las cargas actuales. Ésta es más compresible.

Arcilla preconsolidada: Es aquella que recibe hoy cargas menores de las que en su historia geológica ha tenido. Esta arcilla es más dura.

2.14. Método de consolidación unidimensional drenada.

2.14.1. Método de Taylor

De la construcción de la gráfica deformación versus raíz del tiempo, aplicando el método de Taylor se obtuvo el tiempo en el cual ocurre el noventa por ciento de la consolidación t_{90} como se observa en la figura 13 (DAS, 2002).

El procedimiento para determinar el coeficiente de consolidación es:

1. Graficar la lectura del dial o la deformación vertical (según como se quiera tomar) contra la raíz del tiempo en que se da esas lecturas.
2. Hallar la mejor línea recta en el principio de la curva, como se observa en la Figura 10, ésta tiende a ser recta, la prolongamos hasta que llegue al eje de las abscisas, la llamaremos recta inicial y tendrá color azul.
3. En el dato donde pegue esa recta con el eje de las abscisas lo multiplicamos por 1,15.
4. Trazamos otra recta, pero esta vez desde el punto donde inició nuestra recta inicial, hasta el punto de las abscisas represente el dato de la multiplicación del dato anterior por 1,15, como se ve en la Figura 12 la llamaremos recta t_{90} y será de color rojo.

5. El punto donde corte la curva de nuestra Gráfica 10 y la recta t_{90} será nuestro d_{90} y t_{90} .

6. Verificamos que el proceso de consolidación llegó a su 100 % de esta forma

$$d_{100} = d_0 - \frac{10}{9}(d_0 - d_{90})$$

Donde el d_{100} es la lectura del dial o la deformación vertical, donde se llega al 100% de la consolidación para esa carga.

d_0 va a ser nuestro punto inicial donde será el origen de nuestra recta inicial.

d_{90} es el punto donde corta la recta t_{90} con la curva de nuestra Figura 13

La ecuación para hallar el coeficiente de consolidación C_v es:

$$C_v = \frac{0.848 * Hdr^2}{t_{90}}$$

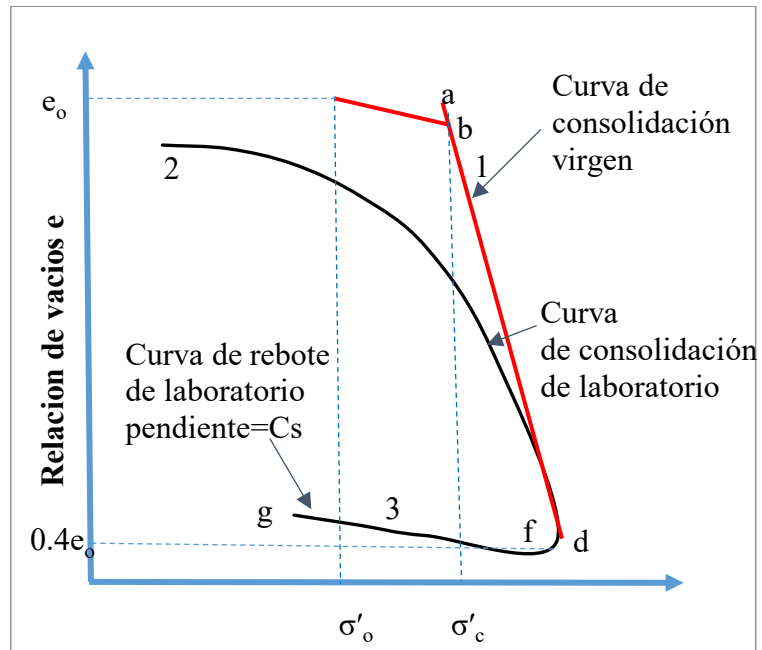
Donde:

Hdr = Altura promedio de la muestra.

t_{90} = Tiempo en el que ocurre el 90 % de la consolidación.

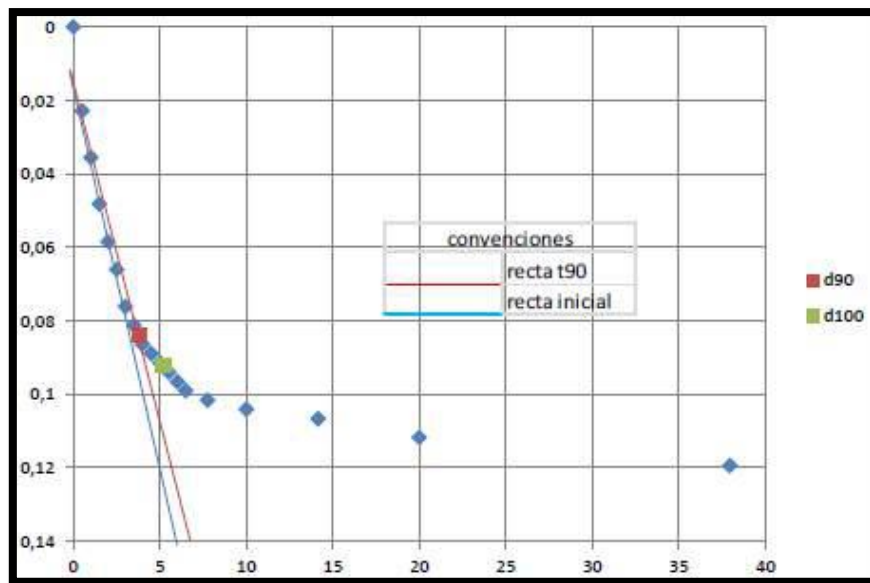
t_{90} el dato que obtuvimos previamente, pero elevado a la dos.

Figura 14. Método de Taylor



Fuente: (Bernate Pineda, 2015)

Figura 15. Método de Taylor, ϵ contra \sqrt{t}



Fuente: (Bernate Pineda, 2015)

2.15. Condiciones de consolidación drenada y no drenada.

Las condiciones de consolidación drenada, es cuando la presión intersticial es disipada en el proceso de aplicación de los esfuerzos de corte en el suelo (JORGE, 2005).

Se dice que una condición es drenada cuando el agua es capaz de fluir hacia afuera o hacia adentro de la masa del suelo, si es sometida a una carga y no se producen presiones de poros (ESCOBAR, 2016).

Las condiciones no drenadas, es cuando la presión intersticial NO es disipada en el proceso de corte en el suelo.

Se dice que una condición es “no-drenada” cuando el agua no es capaz de fluir en el momento en el cual el suelo está sometido a una carga y se produce entonces la presión de poros. Esto se debe a que el agua no se puede mover libremente como respuesta a la tendencia al cambio del volumen de vacíos por acción de la carga (ESCOBAR, 2016).

2.16. Teoría de Burland y Burbidge

Burland y Burbidge (1977, 1985) analizaron más de 200 registros de asentamientos reales de cimentaciones superficiales en suelos granulares. Su estudio concluyó que:

“el asentamiento probable es aproximadamente el 50% del límite superior observado, y rara vez excede el 75% del límite superior”

Esto significa que los métodos teóricos estándar a menudo sobreestiman, y aplicar un factor de corrección del 50 % al 75 % del rango superior es razonable para obtener resultados más realistas.

En la práctica geotécnica, también se emplean factores de seguridad o ajustes típicos del 20 % al 30 %, especialmente en suelos cohesivos blandos, para considerar:

Variaciones de humedad,

Asentamientos diferenciales,

Tiempo prolongado de consolidación,

Asentamientos secundarios o creep.

Estos porcentajes se encuentran en numerosos manuales y guías técnicas geotécnicas (como Smolczyk, Bowles, y otros estudios empíricos de campo)

Fuente Tipo de suelo Recomendación de corrección

Burland & Burbidge (1977) Granulares 50 %–75 % del límite superior

Práctica geotécnica general Arcillas/limos 20 %–30 % sobre laboratorio

Burland & Burbidge basan su factor en datos reales, recomendando que el asentamiento real suele ser la mitad o tres cuartas partes del potencial máximo teórico.

En suelos finos, la experiencia geotécnica respalda aplicar un factor de 20 % a 30 % para cubrir incertidumbres y variabilidad.

2.16.1 coeficiente de corrección empírico

El coeficiente de corrección empírico al que me refería es un factor multiplicador que se aplica a los resultados obtenidos en laboratorio para ajustarlos hacia arriba, acercándolos a los asentamientos reales observados en campo.

Los ensayos de consolidación en laboratorio se realizan en condiciones ideales y controladas: humedad constante, cargas perfectamente verticales, sin influencias externas (clima, vibración, consolidación secundaria).

En la realidad, los suelos:

- Sufren variaciones de humedad.
- Reciben cargas no perfectamente uniformes.
- Experimentan asentamientos secundarios o de largo plazo.

Por eso, los asentamientos reales tienden a ser mayores que los de laboratorio.

Supongamos que tienes un asentamiento experimental promedio de 2,39 cm (como el tuyo).

Si aplicas un coeficiente de aumento del 25%:

$$2,39 \text{ cm} \times 1,25 = 2,99 \text{ cm}$$

Este nuevo valor ajustado se considera más representativo de lo que podría ocurrir en campo bajo condiciones reales.

2.17. Terzaghi y Peck sobre Asentamientos en Cimentaciones Superficiales

Terzaghi y Peck (1967) definen el asentamiento como el desplazamiento vertical de una cimentación debido a la compresión del suelo bajo cargas aplicadas. Distinguen tres tipos principales: (TERZAGHI, 1967).

- Asentamiento inmediato (elástico)
- Asentamiento primario por consolidación
- Asentamiento secundario o creep

2.17.1 Asentamientos Máximos Admisibles

Basados en criterios de seguridad estructural y funcionalidad:

Tipo de Estructura Asentamiento Máximo Admisible

Edificaciones rígidas (hormigón, acero) 2,5 cm a 5 cm

Estructuras menos sensibles (almacenes, galpones) Hasta 7,5 cm – 10 cm

Asentamiento Diferencial Tolerable 1,25 cm a 2,0 cm (entre apoyos)

2.17.2. Relación con el Tipo de Suelo:

En arcillas blandas los asentamientos suelen ser mayores y requieren consideraciones de consolidación a largo plazo.

En suelos granulares (arenas) los asentamientos son inmediatos, pero generalmente menores.

Factores que Afectan los Asentamientos:

- Rigidez de la estructura
- Uniformidad de la carga
- Profundidad de la cimentación
- Tipo y compresibilidad del suelo
- Tiempo (para suelos cohesivos)

Valores Típicos de Asentamientos Reales.

En suelos finos (arcillas-limos), los asentamientos en campo suelen variar entre 4 cm y 8 cm, y en casos desfavorables pueden superar los 10 cm si no se adoptan medidas de control (TERZAGHI, 1967).

CAPÍTULO III

CRITERIOS DE RELEVAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

CAPÍTULO III

CRITERIOS DE RELEVAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

3.1. Generalidades.

En esta sección se presenta paso a paso todos los procedimientos que se llevan a cabo para realizar los levantamientos de información y de muestras de suelos para después poder realizar los diferentes ensayos que permitirán describir y analizar las propiedades del suelo natural.

Para ello primeramente se debe identificar el tipo de suelo a ser estudiado en la presente investigación lo cual se ha escogido la arcilla y limos, suelos cohesivos. El estudio se focaliza en el área provincia Cercado-Tarija, principalmente por ser la unidad territorial con relieve ondulado con alguna presencia de arcilla limosa y arcillosos en el subsuelo, moderadamente profundo a 2 m de profundidad y moderadamente bien drenados por lo cual la retención de líquidos es mínima.

3.2. Ubicación.

Las muestras recolectadas para la investigación es un muestreo no probabilístico, la técnica a usar será el muestreo causal o accidental para obtener muestras representativas donde se deberá realizar un sondeo que se hizo de diferentes zonas del barrio 24 de junio del distrito 8 departamento de Tarija, con el fin de caracterizar suelos de alta plasticidad y baja plasticidad para así poder obtener muestras de diferentes zonas dentro del barrio del área Urbana.

Figura 16. Mapa de la zona de estudio para la extracción de muestras de suelos.

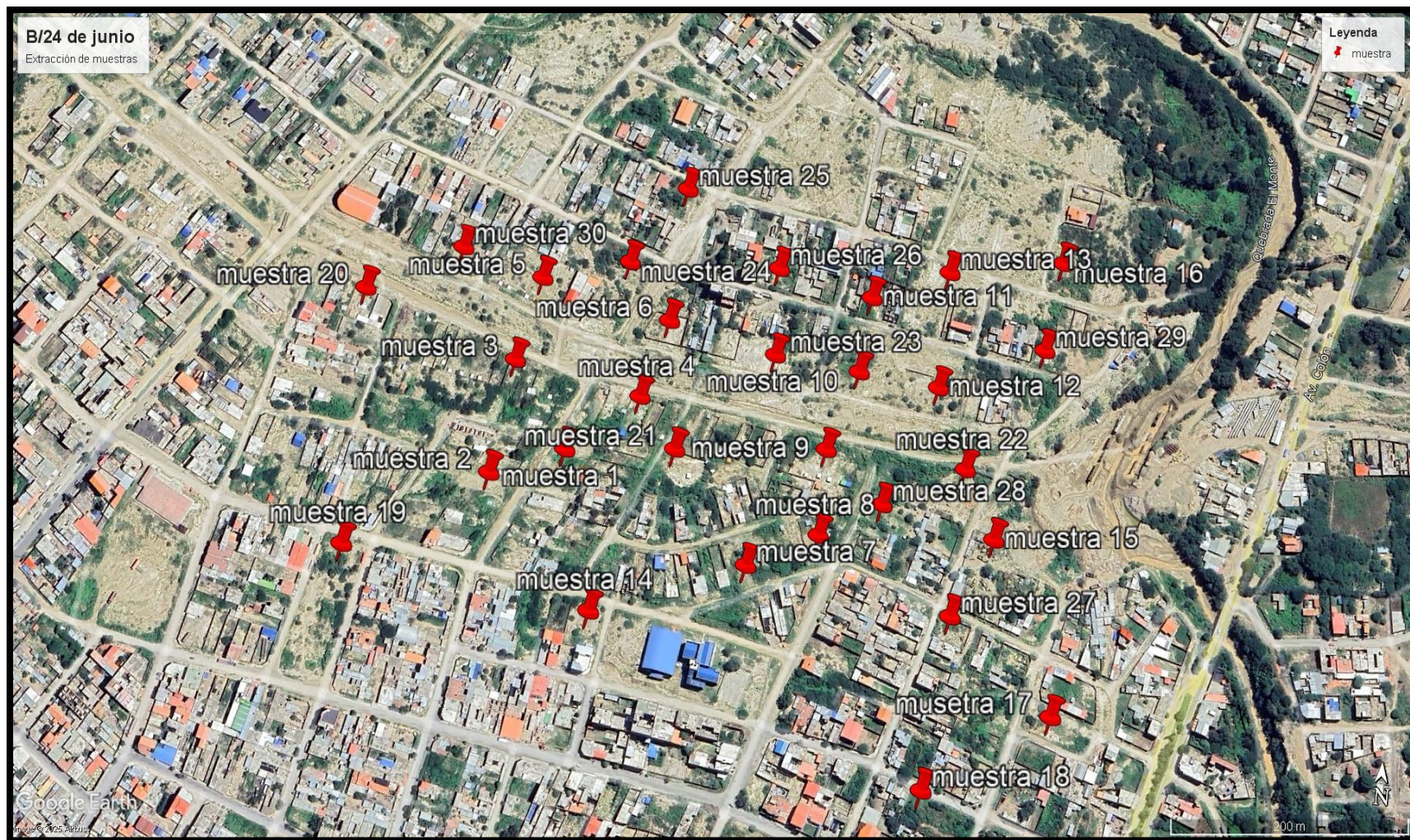


Tabla 5. Ubicación geográfica del punto de extracción:

	COORDENAS (UTM)			COORDENADAS GEOGRAFICAS	
	LATITUD	LONGITUD	ELEVACIÓN	COORDENADA ESTE	COORDENADA NORTE
MUESTRA 1	21°30'22,64"S	64°43'39,75"O	1902 m.s.n.m	321033,97 m E	7620829,00 m S
MUESTRA 2	21°30'23,46"S	64°43'41,94"O	1904 m.s.n.m	320971,09 m E	7620802,98 m S
MUESTRA 3	21°30'20,34"S	64°43'41,49"O	1904 m.s.n.m	320982,98 m E	7620899,08 m S
MUESTRA 4	21°30'21,00"S	64°43'37,64"O	1899 m.s.n.m	321094,00 m E	7620880,00 m S
MUESTRA 5	21°30'18,04"S	64°43'40,94"O	1908 m.s.n.m	320998,00 m E	7620970,00 m S
MUESTRA 6	21°30'18,86"S	64°43'36,95"O	1903 m.s.n.m	321113,00 m E	7620946,00 m S
MUESTRA 7	21°30'25,26"S	64°43'34,01"O	1902 m.s.n.m	321199,93 m E	7620750,15 m S
MUESTRA 8	21°30'24,28"S	64°43'31,91"O	1901 m.s.n.m	321260,03 m E	7620780,95 m S
MUESTRA 9	21°30'21,94"S	64°43'31,85"O	1894 m.s.n.m	321260,96 m E	7620852,94 m S
MUESTRA 10	21°30'19,51"S	64°43'33,63"O	1900 m.s.n.m	321209,00 m E	7620927,00 m S
MUESTRA 11	21°30'17,76"S	64°43'30,77"O	1907 m.s.n.m	321289,00 m E	7620983,00 m S
MUESTRA 12	21°30'19,96"S	64°43'28,56"O	1895 m.s.n.m	321355,00 m E	7620915,00 m S
MUESTRA 13	21°30'16,80"S	64°43'28,49"O	1905 m.s.n.m	321356,00 m E	7621012,00 m S
MUESTRA 14	21°30'26,84"S	64°43'38,51"O	1912 m.s.n.m	321071,00 m E	7620700,00 m S
MUESTRA 15	21°30'23,94"S	64°43'26,63"O	1895 m.s.n.m	321412,00 m E	7620793,00 m S
MUESTRA 16	21°30'16,16"S	64°43'24,94"O	1895 m.s.n.m	321458,00 m E	7621033,00 m S
MUESTRA 17	21°30'2842"S	64°43'24,70"O	1897 m.s.n.m	321469,00 m E	7620656,00 m S
MUESTRA 18	21°30'30,59"S	64°43'28,37"O	1900 m.s.n.m	321364,00 m E	7620588,00 m S
MUESTRA 19	21°30'25,73"S	64°43'45,97"O	1914 m.s.n.m	320856,00 m E	7620732,00 m S
MUESTRA 20	21°30'18,83"S	64°43'46,23"O	1916 m.s.n.m	320846,00 m E	7620944,00 m S
MUESTRA 21	21°30'19,51"S	64°43'33,63"O	1900 m.s.n.m	321129,00 m E	7620839,00 m S
MUESTRA 22	21°30'17,76"S	64°43'30,77"O	1907 m.s.n.m	321384,00 m E	7620849,00 m S
MUESTRA 23	21°30'19,96"S	64°43'28,56"O	1895 m.s.n.m	321284,00 m E	7620921,00 m S
MUESTRA 24	21°30'16,80"S	64°43'28,49"O	1905 m.s.n.m	321073,00 m E	7620992,00 m S
MUESTRA 25	21°30'26,84"S	64°43'38,51"O	1912 m.s.n.m	321118,00 m E	7621057,00 m S
MUESTRA 26	21°30'23,94"S	64°43'26,63"O	1895 m.s.n.m	321205,00 m E	7620998,00 m S
MUESTRA 27	21°30'16,16"S	64°43'24,94"O	1895 m.s.n.m	321378,00 m E	7620727,00 m S
MUESTRA 28	21°30'28,42"S	64°43'24,70"O	1897 m.s.n.m	321313,00 m E	7620812,00 m S
MUESTRA 29	21°30'30,59"S	64°43'28,37"O	1900 m.s.n.m	321446,00 m E	7620956,00 m S
MUESTRA 30	21°30'25,73"S	64°43'45,97"O	1914 m.s.n.m	320927,00 m E	7620987,00 m S

3.3. Caracterización de las zonas.

El plan de Uso del Suelo (PLUS) es un instrumento técnico normativo del ordenamiento territorial que determinan las opciones de utilización del suelo de manera sostenible, para cada espacio geográfico, en función de su aptitud, potencialidades y limitaciones. Describe lo siguiente:

La provincia cercado Tarija son tierras frágiles debido a: fuertes pendientes, poca profundidad de los suelos, factores climáticos, tales como escasas precipitaciones anuales o muy bajas temperaturas, o una incipiente cobertura vegetal. Estas condiciones indican que estas tierras no son aptas para la actividad agropecuaria o forestal sostenible y sugieren priorizar la protección de los suelos, vegetación y recursos hídricos. La cobertura vegetal en estas tierras generalmente cumple un papel fundamental de regulación ambiental, protegiendo los suelos y recursos hídricos.

La zona urbana de la provincia cercado con distritos y también barrios es caracterizado una zona con relieve levemente ondulado; ligeramente erosionados y levemente pedregosos, predominan suelos moderados a fuerte desarrollo de texturas superficiales arcillosas arenosas en superficie y arcillosa en profundidad a veces compactada y con sustrato de pedregoso a partir de los 60 cm apropiadamente.

3.4. Criterios para la obtención de muestras.

Para obtener la estructura de los suelos intactos son muestras relativamente inalteradas para el ensayo de consolidación para no perder su compresibilidad, depende del criterio del ingeniero, en este caso las muestras serán tomadas sin ningún tubo o contacto que tengan los terrones de suelos extraídos a 2 metros de profundidad.

En bloques: Suelo cohesivo que se puede romper en pequeños terrones angulosos resistentes a una rotura adicional.

Homogénea: Un solo color y apariencia uniforme.

Las muestras extraídas fueron a profundidades de 2 metros unas de menos y otras de más, estaban removiendo suelo a partir de ahí se accedió por la parte superficial, hasta encontrar muestras sólidas. Se ha unificado todo a 2 metros basándome a la Norma de presión admisible.

3.4.1. Muestreo de suelos.

La primera fase de la investigación consiste en realizar el muestreo del suelo objeto de estudio siguiendo los lineamientos del programa de muestreo y exploración de suelo expuesto en el libro de fundamentos de la mecánica de suelos Juares Badillo y Rico Rodríguez.

El muestreo del suelo es tan importante como cualquier otro ensayo de una investigación, ya que por medio de esto se obtienen muestras representativas que sirven para conocer las propiedades físicas del suelo.

3.4.2. Selección de técnicas de muestreo.

Se utilizará un muestreo no probabilístico, la técnica a usar será el muestreo causal o accidental, porque se identificó lugares donde se pueden extraer las muestras necesarias para la investigación cuando ocurría un proceso de excavaciones con maquinaria, lo cual ayudó para extraer terrones de suelos.

3.4.3. Extracción de muestras.

Para la recolección de muestra se utilizarán los siguientes equipos:

Picota. - Instrumento que servirá para realizar la excavación y poder extraer el suelo con mayor facilidad.

Pala. - Instrumento que servirá para recolectar el suelo y poder almacenar las muestras en las bolsas plásticas o papel estañado para conservar la humedad natural del suelo.

Bolsas de hule. - Estas bolsas tienen la ventaja que son duras para el transporte y así poder contener el contenido de humedad natural de la muestra.

3.4. Memoria fotográfica de la extracción de las muestras.

3.4.1. Muestra 1 B/24 de junio.

Figura 17. Extracción de la muestra 1



Fuente: Elaboración propia.

Figura 18. Extracción de la muestra a 2 metros de profundidad.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 19. Extracción de la muestra, verificando los 2 metros.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 20. Extracción de la muestra inalterada a 2 metros de profundidad.



Fuente: Elaboración propia.

3.5. Procedimiento experimental.

El desarrollo del procedimiento experimental a continuación descrito viene analizando los tipos de suelos utilizados para el presente trabajo de investigación la misma es la adquisición de datos desde los ensayos convencionales como ser desde contenido de humedad, hasta el ensayo consolidación

Tabla 6. Ensayos a desarrollar

Ensayos	Norma
Contenido de humedad	ASTM D-2216
Peso especifica	ASTM D-854
Análisis Granulométrico	ASTM D-136
Análisis Granulométrico por hidrómetro	ASTM D-522
Limites líquido y plástico ASTM D-4318	ASTM D-4318

Fuente: Elaboración propia.

3.6. Obtención de datos experimentales.

Después de definir el sitio para extraer el material, se procede a clasificarlo de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos, realizando los ensayos de granulometría, limite líquido, limite plástico y contenido de humedad con el objetivo de comprobar que el material corresponde al que se necesitará para realización del proyecto, a continuación, se describen los ensayos realizados para caracterización mecánica de los distintos materiales de suelos.

3.6.1. Determinación del contenido de humedad (ASTM D2216).

Este ensayo determina el contenido de humedad (o contenido de agua) de los suelos, y la forma en que la cantidad de agua en los suelos puede influir en su comportamiento.

La medición del contenido de humedad, tanto en el estado natural como bajo ciertas condiciones de prueba definidas, puede proporcionar un método extremadamente útil para clasificar los suelos cohesivos y evaluar sus propiedades de ingeniería.

El concepto de humedades en los suelos, se define como la cantidad de agua que se encuentra dentro de una muestra de suelo y se expresa en porcentaje.

$$W(\%) = \frac{P_a}{P_{ss}} * 100$$

Donde:

W = Contenido de humedad (%).

Pa = Peso del agua presente en el agua (gr).

Pss = Peso del suelo secado al horno (gr).

Dentro del suelo, el agua se presenta en dos formas; libre y retenida.

El agua libre: Es el agua que circula a través del suelo sin dificultad alguna y por la acción de la gravedad puede ser drenada.

El agua retenida: Se encuentra retenida dentro del suelo y la causa de su formación se define como:

Agua higroscópica: Es la que absorbe el suelo de la humedad del aire.

Agua capilar: Es la retenida por efecto de la tensión superficial.

La muestra que se tome para la determinación de la humedad deberá ser representativa del suelo cuya humedad se desea conocer. Si dicha muestra de humedad va ser tomada en el campo y transportada al laboratorio para hacer la determinación correspondiente, deberá colocarse en un recipiente que tenga un cierre hermético para evitar la pérdida de humedad por los cambios de temperatura durante el transporte.

Para el empleo dentro de los ensayos se procedió a usar una porción pequeña de suelo, aproximadamente unos 50 gr a 150 gr. Y lo cual describimos a continuación:

Figura 21. Ensayo de contenido de humedad



Fuente: Elaboración propia

Tabla 7. Ensayo de contenido de humedad

Cápsula	W(1-1)	W(1-2)	W(1-3)
Peso de suelo húmedo + Cápsula	91,76	91,96	92,39
Peso de suelo seco + Cápsula	86,3	85,9	86,5
Peso de cápsula	12,71	12,83	12,46
Peso de suelo seco	73,59	73,07	74,04
Peso del agua	5,46	6,06	5,89
Contenido de humedad	7,42	8,29	7,96
PROMEDIO	7,89		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 8. Contenido de humedad

Contenido de humedad natural	
	Profundidad (m)
Puntos	2,00
1	7,89
2	8,44
3	11,54
4	10,18
5	7,20
6	6,94
7	7,43
8	12,39
9	8,66
10	7,44
11	10,07
12	10,66
13	8,78
14	12,83
15	13,17
16	13,27
17	11,33
18	6,89
19	14,22
20	13,14
21	6,20
22	8,95
23	8,41
24	6,58
25	6,54
26	6,98
27	9,42
28	9,78
29	8,99
30	8,02

Fuente. Elaboración propia

3.6.2 Determinación del peso específico (ASTM D-854 AASHTO T-100).

Determinar el peso del frasco seco y limpio.

Llenando el frasco con agua hasta la mitad de su volumen, luego introducir el frasco en un baño María y someterlo al incremento de calor.

El baño María debe aplicarse hasta que la temperatura dentro del frasco esta alrededor de unos 60 °C. Sacar el frasco del baño María y completar el agua a temperatura ambiente hasta 5 mm; antes de la marca de enrase.

En este punto leer la temperatura, tratando de que el termómetro se introduzca al centro del frasco, luego llenar agua con una pipeta o cuenta gotas hasta que la parte inferior del menisco coincida con la marca de enrase. Pesar el frasco con el agua hasta el enrase y anotar este dato.

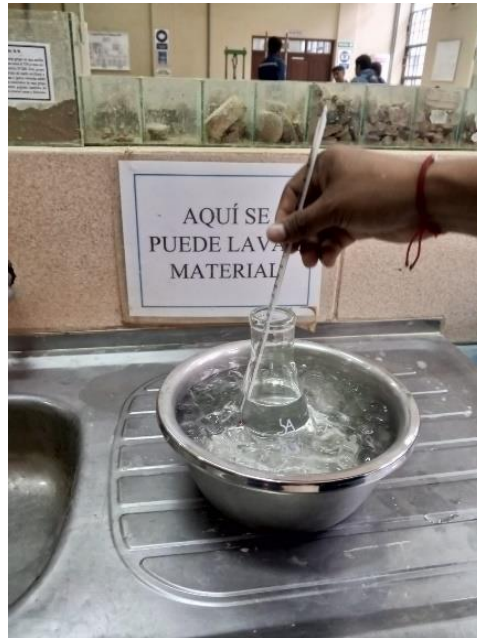
Para bajar la temperatura del agua, se debe hacer enfriar el frasco en baño María frio. Realizar cinco pesados del frasco a cinco diferentes temperaturas. El rango de las temperaturas debe ser leídas entre los 5 a 30°C. Hay que mantener siempre la parte inferior del menisco en el nivel del enrase.

Figura 22. Ensayo de Densidad Absoluta



Fuente: Elaboración propia

Figura 23. Ensayo de Calibración del Frasco Volumétrico



Fuente: Elaboración propia

Tabla 9. Ensayo del Peso Específico

Peso del suelo húmedo:	60	gr
Peso del matraz :	199,3	gr

Identificación del frasco	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5
Temperatura ensayada (°C)	60	30	20	10	5
Peso de suelo seco más tara	326,70				
Peso de la tara (gr)	248,20				
Peso del suelo seco W_s (gr)	60,00	60,00	60,00	60,00	60,00
peso del frasco más agua W_{fw} (gr)	681,15	681,05	680,99	680,21	680,09
peso del frasco + agua + suelo W_{fws} (gr)	717,19	717,18	717,16	717,13	717,10
Peso específico	2,70	2,67	2,66	2,65	2,64
Factor de corrección k	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
Peso específico corregido	2,68	2,67	2,66	2,65	2,64
Promedio	2,66				

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 10. Resumen de los pesos específicos de la zona de estudio

	Peso específico (gr/cm ³)
	Profundidad (m)
Puntos	2
1	2,66
2	2,67
3	2,59
4	2,62
5	2,61
6	2,64
7	2,68
8	2,65
9	2,64
10	2,57
11	2,67
12	2,62
13	2,64
14	2,63
15	2,65
16	2,61
17	2,69
18	2,70
19	2,67
20	2,61
21	2,63
22	2,65
23	2,63
24	2,61
25	2,62
26	2,66
27	2,60
28	2,64
29	2,63
30	2,68

Fuente. Elaboración propia

3.6.3 Análisis Mecánico

El análisis mecánico es la determinación de la gama de tamaños de partículas presentes en un suelo, expresados como un porcentaje del peso seco total (o masa). Generalmente se utilizan dos métodos para encontrar la distribución de tamaño de partícula de suelo: (1) análisis de tamiz para tamaños de partículas mayores de 0,075 mm de diámetro, y (2) análisis de hidrómetro para tamaños de partículas más pequeñas que 0,075 mm de diámetro. Los principios básicos del análisis de tamiz y el análisis de hidrómetro se describen a continuación.

3.6.3.1 Análisis de tamiz (método del lavado). -

Este método, se usa para el material que pasa el tamiz N°10, donde también se puede realizar con una representación menor del peso total. Esto quiere decir que se puede usar un peso de 300 gr. aproximadamente.

La muestra hay que dejar reposar en agua hasta que esta sature completamente, haciendo que el suelo tenga características de barro o lodo. Generalmente se usa un tiempo cómodo de 24 horas o más, si es que se quiere un tiempo más corto utilizar 5 horas.

Sin perder material se introduce la muestra en la malla N°200, luego con ayuda del agua se puede lavar el suelo, hasta que el agua pasante tome aspectos más claros sin sedimentación.

Luego el material que se retiene en la malla N°200, disponer dentro de un recipiente para realizar un secado del suelo y proceder a tamizar por las mallas N°40 y N°200.

Pesar el material retenido en cada malla dispuesta para el fino.

De la misma manera se tiene que corregir los porcentajes que pasan de acuerdo a la formula mencionada en el párrafo anterior.

Figura 24. Proceso del Ensayo de Granulometría Método de Lavado



Fuente: Elaboración propia

Figura 25. Tamizado Método de Lavado



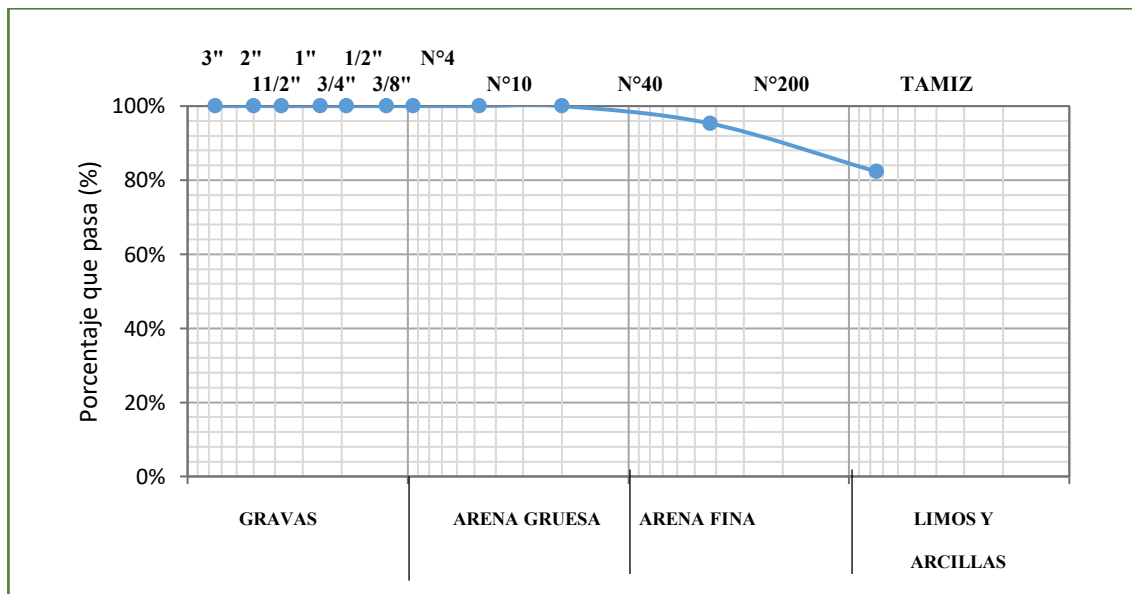
Fuente: Elaboración propia

Tabla 11. Ensayo de Granulometría (Muestra N° 1)

Peso Total Muestra Seca (gr):		1100	A.S.T.M.	W-1	
Tamiz N°	Tamaño (mm)	Peso ret. (gr)	% peso ret	% peso ret. acum.	% que pasa del total
3"	75	0	0	0	100
2"	50	0	0	0	100
1 1/2"	37,5	0	0	0	100
1"	25	0	0	0	100
3/4"	19	0	0	0	100
1/2"	12,5	0	0	0	100
3/8"	9,5	0	0	0	100
N°4	4,75	0	0	0	100
10	2	0	0,00	0,00	100
40	0,425	51,8	4,71	4,71	95,29
200	0,075	142,6	12,96	17,67	82,33

Fuente. Elaboración propia

Figura 26. Curva Granulométrica (Muestra N° 1)



Fuente. Elaboración propia

3.6.4 Análisis por Hidrómetro (ASTM D-422-63)

Se toma la muestra del tamaño aproximado de la muestra que se debe usar para el análisis por hidrómetro varia con el tipo de suelo a ser ensayado. La cantidad requerida para suelos arenosos es de 75 a 100 gr. Y para limos arcillas de 50 a 60 gr. (peso seco) el peso exacto de la muestra en suspensión.

Puede ser determinado antes o después del ensayo. Sin embargo, el secado al horno de algunas arcillas puede causar cambios permanentes en sus tamaños de gramos aparentes. La muestra de estos suelos suele ser conservadas a su contenido de humedad natural y ensayadas sin ser secadas al horno.

Prepare la solución de acuerdo a lo siguiente: de 1000ml de solución (agua más defloculante), 8 ml debe de ser defloculante. Luego extraer 125 ml de solución para preparar la muestra.

La muestra debe depositarse en un recipiente que contenga los 125 ml de solución.

Deje la muestra en remojo por una noche hasta que los terrones de suelo se hayan desintegrado. Suelos altamente orgánicos requieren un tratamiento especial y suele ser necesario oxidar la muestra antes del ensayo.

Vaciar el contenido del vaso de mezclado, a una probeta graduada (que se llamara probeta de sedimentación), y aumentar agua hasta llegar a los 1000 ml.

Se preparará una probeta patrón de control de 1000 ml. Que contenga 125 ml. Preparada en el paso anterior, completar esta con agua hasta llegar a los 1000 ml.

La probeta de sedimentación se tapará con un tapón (utilizar la palma de la mano si es necesario), para evitar que durante la agitación de la misma tenga pérdidas, la agitación tiene que ser alrededor de un minuto.

Luego de sacudir la probeta, poner sobre la mesa, si es que existe espuma remover con papel absorbente, tanto para introducir el hidrómetro como para sacarlo se debe tener mucho cuidado de manera que no se perturbe la suspensión.

Se debe realizar las dos primeras lecturas, al minuto y a los dos minutos después de haber colocado el cilindro sobre la mesa, estas lecturas deben ser al tope del menisco.

Luego extraer el hidrómetro con mucho cuidado y colocarlo en el cilindro de control (el cual debe encontrarse a una temperatura que no difiera en más de 1°C del suelo).

En cada lectura del hidrómetro se debe realizar de inmediato una lectura de la temperatura.

El proceso se vuelve a repetir, comparando los resultados de las mediciones anteriores, si existe concordancia hay que seguir incrementando los tiempos de mediciones de tiempo de 2, 4, 8, 15, 30, 60 minutos y además lecturar a las 24, 48 horas.

Figura 27. Ensayo del hidrómetro



Fuente: Elaboración Propia

Figura 28. Hidrómetro 152 H



Fuente: Elaboración Propia

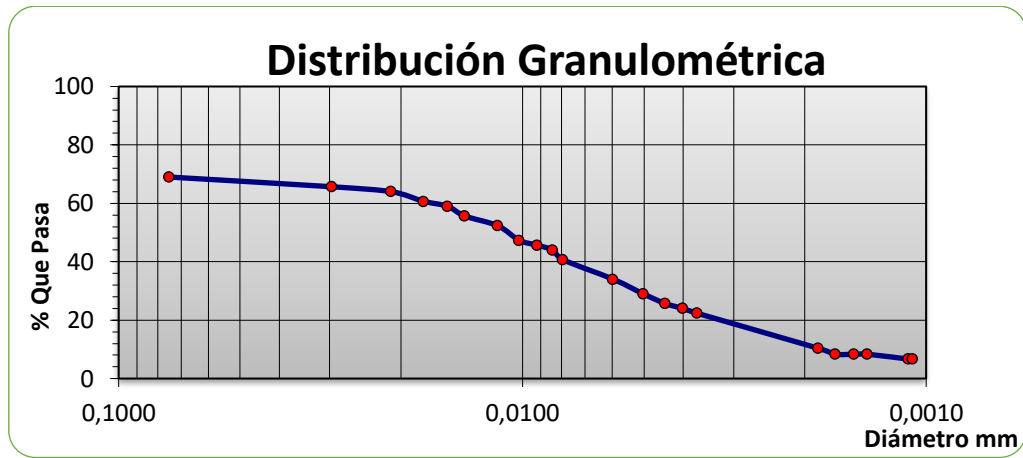
Figura 29. Ensayo del hidrómetro

Modelo Hidrómetro:		152 H		Peso específico:		2,655	gr/cm ³	Agente Defloculante:			
Peso suelo seco:		60	gr	Factor (a) =		1		Silicato de Sodio			

Hora de Lectura	Tiempo Transc. Min.	Temp. °C	Lectura Real R`.	Lect. Corregida R.	Prof. Efec. L	Constante K Tabla	L/t	Ct	Lect. Corregida Rc.	Diam. Partícula mm.	% más fino
15:20	0	22	40	41	9,6	0,01332	0,000	0,4	41,4	0,0750	69,00
15:22	2	22	38	39	9,9	0,01332	4,950	0,4	39,4	0,0296	65,67
15:24	4	22	37	38	10,1	0,01332	2,525	0,4	38,4	0,0212	64,00
15:26	6	22	35	36	10,4	0,01332	1,733	0,4	36,4	0,0175	60,67
15:28	8	22	34	35	10,6	0,01332	1,325	0,4	35,4	0,0153	59,00
15:30	10	22	32	33	10,9	0,01332	1,090	0,4	33,4	0,0139	55,67
15:35	15	22	30	31	11,2	0,01332	0,747	0,4	31,4	0,0115	52,33
15:40	20	22	27	28	11,7	0,01332	0,585	0,4	28,4	0,0102	47,33
15:45	25	22	26	27	11,9	0,01332	0,476	0,4	27,4	0,0092	45,67
15:50	30	22	25	26	12	0,01332	0,400	0,4	26,4	0,0084	44,00
15:55	35	22	23	24	12,4	0,01332	0,354	0,4	24,4	0,0079	40,67
16:25	65	22	19	20	13	0,01332	0,200	0,4	20,4	0,0060	34,00
16:55	95	22	16	17	13,5	0,01332	0,142	0,4	17,4	0,0050	29,00
17:25	125	22	14	15	13,8	0,01332	0,110	0,4	15,4	0,0044	25,67
17:55	155	22	13	14	14	0,01332	0,090	0,4	14,4	0,0040	24,00
18:25	185	22	12	13	14,2	0,01332	0,077	0,4	13,4	0,0037	22,33
08:00	815	21	5	6	15,3	0,01348	0,019	0,2	6,2	0,0018	10,33
11:30	1025	20	4	5	15,5	0,01365	0,015	0	5	0,0017	8,33
15:30	1265	20	4	5	15,5	0,01365	0,012	0	5	0,0015	8,33
18:30	1475	20	4	5	15,5	0,01365	0,011	0	5	0,0014	8,33
09:30	2375	20	3	4	15,6	0,01365	0,007	0	4	0,0011	6,67
11:30	2495	20	3	4	15,6	0,01365	0,006	0	4	0,0011	6,67

Fuente: Elaboración propia

Figura 30. Ensayo del hidrómetro



Fuente: Elaboración propia

3.6.5 Límites de Atterberg

3.6.5.1 Límite líquido

Del suelo recogido en la anterior práctica se toma una muestra de unos 100 gr. de la porción que pasa el tamiz N° 40. Se calibra el aparato de A. Casagrande exactamente a la altura de 1 cm.

Colocamos la muestra en la escudilla de porcelana, añadimos agua y removimos con la espátula hasta conseguir una pasta de consistencia uniforme, luego tomamos una porción de esta masa y la colocamos en el platillo de bronce del aparato de A. Casagrande, esparciéndola y nivelándola uniformemente.

Posteriormente, con la ayuda del ranurador, se dividió la muestra en el platillo con un corte firme, de arriba hacia abajo, de tal manera que se forme un canal uniforme en forma de V.

Con la muestra preparada y cortada en el plato de bronce, este se golpea con la ayuda del manubrio a una velocidad de dos golpes por segundo (2 golpes/segundo), hasta que la muestra se una en la base en una longitud de 1 cm. Y se registra el número de golpes que han sido necesarios.

Figura 31. Equipo de casa grande para ensayo de límite líquido



Fuente: Elaboración propia

Figura 32. Equipo de casa grande para ensayo de límite líquido



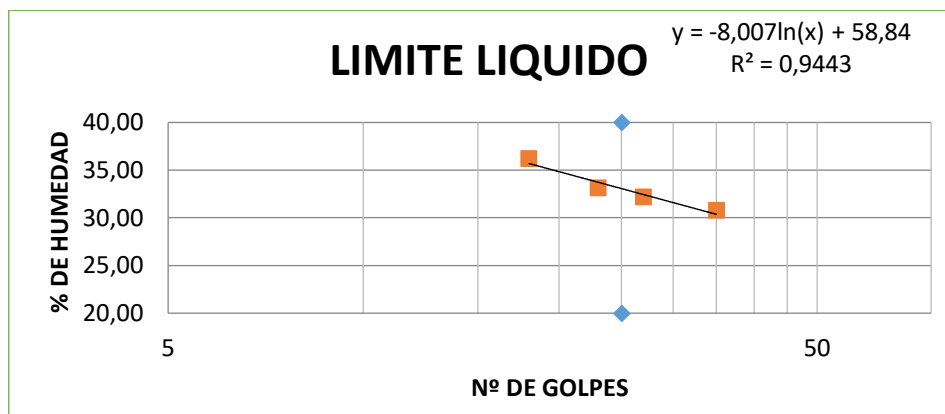
Fuente: Elaboración propia

Tabla 12. Ensayo de límite líquido

Capsula N°	W(1-1)	W(1-2)	W(1-3)	W(1-4)
N° de golpes	18	23	27	35
Suelo Húmedo + Cápsula	29,8	31,4	31,4	31,2
Suelo Seco + Cápsula	25,76	26,95	27,51	27,2
Peso del agua	4,04	4,45	3,89	4
Peso de la Cápsula	14,6	12,6	14,8	14,2
Peso Suelo seco	11,16	14,35	12,71	13
Porcentaje de Humedad	36,20	31,01	30,61	30,77

Fuente: Elaboración propia

Figura 33. Ensayo de límite líquido



Fuente: Elaboración propia

3.6.5.2 Límite Plástico

Tomamos una muestra de aproximadamente 100 gramos de la porción que pasa el tamiz N° 40.

Luego se procede en la misma forma que en la preparación de la pasta para el límite líquido, tratando de obtener una masa suficientemente plástica realizando en la placa de vidrio unos rollitos de 3 mm de espesor donde se tiene que pesar en sus respectivas tres taras ya pesadas anteriormente, después colocarlo en el horno y después de 24 horas se los pesa.

Figura 34. Ensayo de límite plástico



Fuente: Elaboración propia

Figura 35. Taras con las muestras del ensayo



Fuente: Elaboración propia

Tabla 13. Ensayo de límite plástico

Cápsula	W(1-1)	W(1-2)	W(1-3)	Límite Líquido (LL)
Peso de suelo húmedo + Cápsula	15	15,6	15,4	33
Peso de suelo seco + Cápsula	14,55	15,2	14,95	Límite Plástico (LP)
Peso de cápsula	12,8	13,4	13	24
Peso de suelo seco	1,75	1,8	1,95	Índice de plasticidad (IP)
Peso del agua	0,45	0,4	0,45	9
Contenido de humedad	25,71	22,22	23,08	Índice de Grupo (IG)
				8

Fuente: Elaboración propia

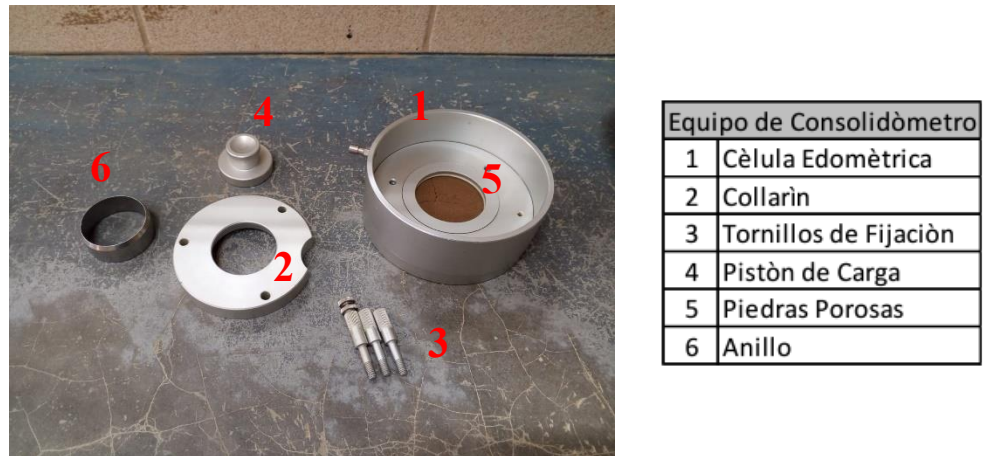
3.6.6. Consolidómetro digital (edómetro) marca ACE EmS

Primero Armar la célula de carga con la piedra porosa en la parte inferior, después sujetar con su reten para sujetar la piedra porosa.

Segunda parte colocar la muestra inalterada encima de la piedra porosa, colocado con el anillo para que la muestra no se deslice por los costados.

Tercero colocar la segunda piedra porosa encima de la muestra, siguiente colocar el collarín con sus tornillos para sujetar todo el equipo armado y por último colocar encima de la piedra porosa el pistón de carga por donde recibirá las cargas que el aparato ha programado con las diferentes cargas que será sometido la muestra.

Figura 36. Partes del Consolidómetro digital



Fuente: Elaboración propia

Después colocar la célula de carga ya armada con la muestra en la base del Consolidómetro y saturarlo con agua. Después colocar una memoria USB que lo reconozca el aparato. El siguiente paso prender configurar las unidades e idioma (por defecto solo existe dos idiomas italiano e inglés).

Figura 37. Panel principal



Fuente: Elaboración propia

Después entrar al programa Test Run donde escogeremos el programa que se utilizaremos donde existe dos uno es de la prueba de consolidación edemamétrica y el otro es la prueba no confinada.

Escogemos la consolidación edemamétrica donde existe tres ventanas donde tenemos que llenar datos.

1. Datos del espécimen que son:

1.1 Área de la muestra en mm^2

1.2 Peso de la muestra en gr.

1.3 La carga que hará la presión de precarga.

1.4 Tipo de muestra entre suave y dura.

Figura 38. Panel para los datos de la muestra



The image shows a software interface titled "ACE SPECIMEN DATA". It contains four rows of input fields with labels and values:

Label	Value
Specimen area mm2	02000.6
Top cap weight gr	0100.0
Preload kPa	05.0
Sample Type	Soft

A red circle with an 'X' is located in the bottom right corner of the panel.

Fuente: Elaboración propia

3.6.6.1 Tabla de Consolidación

Aquí es donde colocamos la carga que se aplicará en kPa, el tiempo que estará constante el paso de la consolidación que estará en min.

Swell significa la hinchazón en mm que se colocara un límite, si se pasa del límite el aparato se detendrá y realizara el siguiente paso. El intervalo de tiempo que controlara la hinchazón en minutos. (mayormente si coloca 1 minuto).

THRESHOLD y el intervalo de TIEMPO es para detener y saltar automáticamente al siguiente paso.

Figura 39. Panel para programar presión y tiempo para la prueba

ACE

CONSOLIDATION TABLE

08/12/11
15:09:55

01/10

Target	R. T (min)	Swell	T. (min)	Thr.	T. (min)
00012	01440	00.010	00010	00.000	00010
00025	01440	00.010	00010	00.000	00010
00050	01440	00.000	00010	00.000	00010
00100	01440	00.000	00010	00.000	00010
00200	01440	00.000	00010	00.000	00010
00400	01440	00.000	00010	00.000	00010
00800	01440	00.000	00010	00.000	00010
01600	01440	00.000	00010	00.000	00010
03200	01440	00.000	00010	00.000	00010
00800	00720	00.000	00010	00.000	00010

⊗

✓

Fuente: Elaboración propia

Esta pantalla es para establecer los intervalos de registro para la adquisición de datos. El modo de registro se selecciona tocando el botón a la izquierda de la opción requerida; el botón se vuelve azul cuando se selecciona. Solo se puede seleccionar una opción de las siguientes:

- **Modo lineal** - para registrar lecturas (en min.) a intervalos constantes. Introduzca el intervalo (en min) en la celda de la derecha. Por ejemplo: ingrese 2.00 min para obtener lecturas en 2.0, 4.0, 6.0, 8.0 etc.

- **Modo polinómico** – para registrar lecturas (en min.) con la fórmula $A \times (r.n.)^B$, donde A es el valor introducido en la 1ª celda adyacente (izquierda), B es el valor en la celda 2º segundo (derecha) y r.n. es el número de lectura, a partir de 1.

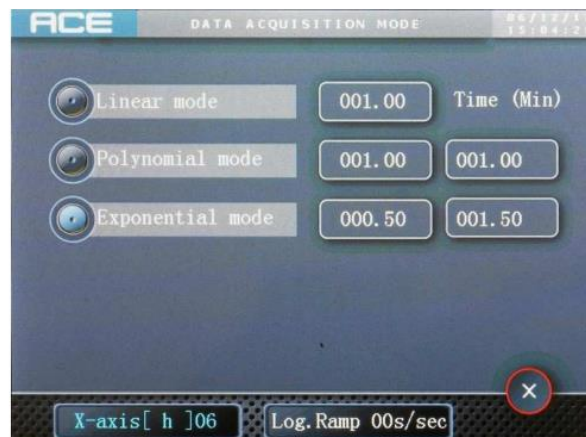
Por ejemplo: con $A = 0,25$ & $B = 2$ las lecturas estarán en 0,25. 1. 2,25. 4. 6,25. 9. 12,25. 16. minutos, adecuado para una etapa de consolidación BS1377;

- **Modo exponencial** – para registrar lecturas (en min.) con la fórmula $A \times B^{(r.n.)}$, donde A es el valor introducido en la 1ª celda adyacente (izquierda), B es el valor en la 2ª celda (derecha) y r.n. es el number de lectura, a partir de 1.

Por ejemplo: con $A = 0,05$ & $B = 1,5$ las lecturas estarán en 0,08. 0,11. 0,17. 0,25. 0,38. 0,57. 0,85. 1,28. 1,92. minutos;

- **Registro. ramp 00S/SEC:** seleccione este modo para cambiar el número de lecturas por segundo (es decir, 5 lecturas por segundo) para registrar datos durante las rampas.

Figura 38. Figura 40. Panel de tiempo para marcado de punto para gráfica



Fuente: Elaboración propia

El botón **X-AXIS SCALE** es para establecer la escala máxima del eje x del gráfico.

La escala se puede cambiar tocando el texto hasta que se muestre el valor requerido: las opciones son: 1 min, 5 min, 15 min, 30 min, 1 hora, 6 horas y 24 horas.

Si selecciona "Eje X[min]01", puede cambiar la escala de tiempo con el teclado. Una vez que se hayan introducido todos los parámetros para la prueba, pulse para volver al Pantalla de prueba de consolidación edemamétrica.

Finalmente, presione el botón confirmar en la pantalla prueba de consolidación edemamétrica, para abrir la siguiente pantalla e iniciar la prueba.

Figura 41. Panel de Inicio de la Prueba



Fuente: Elaboración propia

Skip - para omitir un paso de consolidación.

Los siguientes botones están disponibles a la derecha de la pantalla para controlar el motor paso a paso antes de que se inicie la prueba.

Flechas dobles / simples – para accionar manualmente el motor.

Home – para volver a la posición de inicio y para posicionar el marco vertical completamente hacia arriba.

Stop – para detener el movimiento de homing.

Start - para iniciar el registro de datos y la prueba antes hay que colocar la célula de carga en posición en contacto con la punta del vástago del transductor de desplazamiento con la cabeza del tornillo de referencia, luego la colocado se aprieta los botones de ZERO para poner en cero la prueba y recién apretar start para iniciar la prueba.

Parámetros - para abrir la PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN EDEMAMÉTRICA pantalla donde se pueden gestionar los intervalos de registro de datos;

Filename – Es para introducir un nombre de archivo para los datos registrados en la memoria USB, cambiar cada nombre de las muestras a realizar por que se sobreponen y se pierde los datos de la prueba. Mejor cada vez realizada una prueba descargar los datos a su computadora por seguridad.

Tabla 14. Datos de Presión y Consolidación

14/4/2025	08:30:26					
Nr	Time	Time	1	2	3,000	4
	min	min	kPa	kPa	mm	kPa
1	00:00:00:00	00000.000	-0000,001	5,000	0,161	00000,000
2	00:00:01:00	1,000	-0000,001	5,000	0,162	00000,000
3	00:00:02:00	2,000	-0000,001	5,000	0,163	00000,000
4	00:00:03:00	3,000	-0000,001	5,000	0,164	00000,000
5	00:00:04:00	4,000	-0000,001	5,000	0,165	00000,000
6	00:00:05:00	5,000	-0000,001	5,000	0,166	00000,000
7	00:00:06:00	6,000	-0000,001	5,000	0,167	00000,000
8	00:00:07:00	7,000	-0000,001	5,000	0,168	00000,000
9	00:00:08:00	8,000	-0000,001	5,000	0,170	00000,000
10	00:00:09:00	9,000	-0000,001	5,000	0,173	00000,000
11	00:00:10:00	10,000	-0000,001	5,000	0,174	00000,000
12	00:00:11:00	11,000	-0000,001	5,000	0,175	00000,000
13	00:00:12:00	12,000	-0000,001	5,000	0,176	00000,000
14	00:00:13:00	13,000	-0000,001	5,000	0,178	00000,000
15	00:00:14:00	14,000	-0000,001	5,000	0,179	00000,000
16	00:00:15:00	15,000	-0000,001	5,000	0,180	00000,000
17	00:00:16:00	16,000	-0000,001	5,000	0,181	00000,000
18	00:00:17:00	17,000	-0000,001	5,000	0,182	00000,000
19	00:00:18:00	18,000	-0000,001	5,000	0,183	00000,000
20	00:00:19:00	19,000	-0000,001	5,000	0,184	00000,000
21	00:00:20:00	20,000	-0000,001	5,000	0,185	00000,000
22	00:00:21:00	21,000	-0000,001	5,000	0,186	00000,000
23	00:00:22:00	22,000	-0000,001	5,000	0,187	00000,000
24	00:00:23:00	23,000	-0000,001	5,000	0,188	00000,000
25	00:00:24:00	24,000	-0000,001	5,000	0,189	00000,000
26	00:00:25:00	25,000	-0000,001	5,000	0,190	00000,000
27	00:00:26:00	26,000	-0000,001	5,000	0,193	00000,000

28	00:00:27:00	27,000	-0000,001	5,000	0,197	00000,000
29	00:00:28:00	28,000	-0000,001	5,000	0,198	00000,000
30	00:00:29:00	29,000	-0000,001	5,000	0,200	00000,000
31	00:00:30:00	30,000	-0000,001	5,000	0,201	00000,000
32	00:00:31:00	31,000	-0000,001	10,000	1,051	00000,000
33	00:00:32:00	32,000	-0000,001	10,000	1,299	00000,000
34	00:00:33:00	33,000	-0000,001	10,000	1,495	00000,000
35	00:00:34:00	34,000	-0000,001	10,000	1,654	00000,000
36	00:00:35:00	35,000	-0000,001	10,000	1,845	00000,000
37	00:00:36:00	36,000	-0000,001	10,000	2,055	00000,000
38	00:00:37:00	37,000	-0000,001	10,000	2,215	00000,000
39	00:00:38:00	38,000	-0000,001	10,000	2,321	00000,000
40	00:00:39:00	39,000	-0000,001	10,000	2,435	00000,000
41	00:00:40:00	40,000	-0000,001	10,000	2,515	00000,000
42	00:00:41:00	41,000	-0000,001	10,000	2,580	00000,000
43	00:00:42:00	42,000	-0000,001	10,000	2,610	00000,000
44	00:00:43:00	43,000	-0000,001	10,000	2,660	00000,000
45	00:00:44:00	44,000	-0000,001	10,000	2,710	00000,000
46	00:00:45:00	45,000	-0000,001	10,000	2,780	00000,000
47	00:00:46:00	46,000	-0000,001	10,000	2,822	00000,000
48	00:00:47:00	47,000	-0000,001	10,000	2,831	00000,000
49	00:00:48:00	48,000	-0000,001	10,000	2,850	00000,000
50	00:00:49:00	49,000	-0000,001	10,000	2,861	00000,000
51	00:00:50:00	50,000	-0000,001	10,000	2,872	00000,000
52	00:00:51:00	51,000	-0000,001	10,000	2,881	00000,000
53	00:00:52:00	52,000	-0000,001	10,000	2,892	00000,000
54	00:00:53:00	53,000	-0000,001	10,000	2,899	00000,000
55	00:00:54:00	54,000	-0000,001	10,000	2,905	00000,000
56	00:00:55:00	55,000	-0000,001	10,000	2,915	00000,000
57	00:00:56:00	56,000	-0000,001	10,000	2,924	00000,000
58	00:00:57:00	57,000	-0000,001	10,000	2,935	00000,000
59	00:00:58:00	58,000	-0000,001	10,000	2,945	00000,000
60	00:00:59:00	59,000	-0000,001	10,000	2,955	00000,000
61	00:01:00:00	60,000	-0000,001	10,000	2,957	00000,000
62	00:01:01:00	61,000	-0000,001	20,000	1,265	00000,000
63	00:01:02:00	62,000	-0000,001	20,000	2,152	00000,000
64	00:01:03:00	63,000	-0000,001	20,000	2,600	00000,000
65	00:01:04:00	64,000	-0000,001	20,000	3,105	00000,000
66	00:01:05:00	65,000	-0000,001	20,000	3,715	00000,000
67	00:01:06:00	66,000	-0000,001	20,000	4,055	00000,000
68	00:01:07:00	67,000	-0000,001	20,000	4,215	00000,000

69	00:01:08:00	68,000	-0000,001	20,000	4,320	00000.000
70	00:01:09:00	69,000	-0000,001	20,000	4,435	00000.000
71	00:01:10:00	70,000	-0000,001	20,000	4,550	00000.000
72	00:01:11:00	71,000	-0000,001	20,000	4,580	00000.000
73	00:01:12:00	72,000	-0000,001	20,000	4,610	00000.000
74	00:01:13:00	73,000	-0000,001	20,000	4,660	00000.000
75	00:01:14:00	74,000	-0000.001	20,000	4,710	00000.000
76	00:01:15:00	75,000	-0000.001	20,000	4,780	00000.000
77	00:01:16:00	76,000	-0000.001	20,000	4,822	00000.000
78	00:01:17:00	77,000	-0000.001	20,000	4,831	00000.000
79	00:01:18:00	78,000	-0000.001	20,000	4,850	00000.000
80	00:01:19:00	79,000	-0000.001	20,000	4,861	00000.000
81	00:01:20:00	80,000	-0000.001	20,000	4,872	00000.000
82	00:01:21:00	81,000	-0000.001	20,000	4,881	00000.000
83	00:01:22:00	82,000	-0000.001	20,000	4,892	00000.000
84	00:01:23:00	83,000	-0000.001	20,000	4,899	00000.000
85	00:01:24:00	84,000	-0000.001	20,000	4,905	00000.000
86	00:01:25:00	85,000	-0000.001	20,000	4,915	00000.000
87	00:01:26:00	86,000	-0000.001	20,000	4,924	00000.000
88	00:01:27:00	87,000	-0000.001	20,000	4,935	00000.000
89	00:01:28:00	88,000	-0000.001	20,000	4,945	00000.000
90	00:01:29:00	89,000	-0000.001	20,000	4,955	00000.000
91	00:01:30:00	90,000	-0000.001	20,000	4,957	00000.000
92	00:01:31:00	91,000	-0000.001	40,000	8,265	00000.000
93	00:01:32:00	92,000	-0000.001	40,000	9,152	00000.000
94	00:01:33:00	93,000	-0000.001	40,000	9,645	00000.000
95	00:01:34:00	94,000	-0000.001	40,000	10,148	00000.000
96	00:01:35:00	95,000	-0000.001	40,000	10,794	00000.000
97	00:01:36:00	96,000	-0000.001	40,000	11,054	00000.000
98	00:01:37:00	97,000	-0000.001	40,000	11,264	00000.000
99	00:01:38:00	98,000	-0000.001	40,000	11,351	00000.000
100	00:01:39:00	99,000	-0000.001	40,000	11,487	00000.000
101	00:01:40:00	100,000	-0000.001	40,000	11,574	00000.000
102	00:01:41:00	101,000	-0000.001	40,000	11,596	00000.000
103	00:01:42:00	102,000	-0000.001	40,000	11,635	00000.000
104	00:01:43:00	103,000	-0000.001	40,000	11,675	00000.000
105	00:01:44:00	104,000	-0000.001	40,000	11,765	00000.000
106	00:01:45:00	105,000	-0000.001	40,000	11,831	00000.000
107	00:01:46:00	106,000	-0000.001	40,000	11,834	00000.000
108	00:01:47:00	107,000	-0000.001	40,000	11,854	00000.000
109	00:01:48:00	108,000	-0000.001	40,000	11,865	00000.000

110	00:01:49:00	109,000	-0000.001	40,000	11,874	00000.000
111	00:01:50:00	110,000	-0000.001	40,000	11,889	00000.000
112	00:01:51:00	111,000	-0000.001	40,000	11,895	00000.000
113	00:01:52:00	112,000	-0000.001	40,000	11,901	00000.000
114	00:01:53:00	113,000	-0000.001	40,000	11,913	00000.000
115	00:01:54:00	114,000	-0000.001	40,000	11,925	00000.000
116	00:01:55:00	115,000	-0000.001	40,000	11,936	00000.000
117	00:01:56:00	116,000	-0000.001	40,000	11,948	00000.000
118	00:01:57:00	117,000	-0000.001	40,000	11,957	00000.000
119	00:01:58:00	118,000	-0000.001	40,000	11,959	00000.000
120	00:01:59:00	119,000	-0000.001	40,000	11,965	00000.000
121	00:02:00:00	120,000	-0000.001	40,000	11,971	00000.000
122	00:02:01:00	121,000	-0000.001	80,000	28,265	00000.000
123	00:02:02:00	122,000	-0000.001	80,000	29,152	00000.000
124	00:02:03:00	123,000	-0000.001	80,000	29,645	00000.000
125	00:02:04:00	124,000	-0000.001	80,000	30,148	00000.000
126	00:02:05:00	125,000	-0000.001	80,000	30,794	00000.000
127	00:02:06:00	126,000	-0000.001	80,000	31,054	00000.000
128	00:02:07:00	127,000	-0000.001	80,000	31,264	00000.000
129	00:02:08:00	128,000	-0000.001	80,000	31,351	00000.000
130	00:02:09:00	129,000	-0000.001	80,000	31,487	00000.000
131	00:02:10:00	130,000	-0000.001	80,000	31,574	00000.000
132	00:02:11:00	131,000	-0000.001	80,000	31,596	00000.000
133	00:02:12:00	132,000	-0000.001	80,000	31,635	00000.000
134	00:02:13:00	133,000	-0000.001	80,000	31,675	00000.000
135	00:02:14:00	134,000	-0000.001	80,000	31,765	00000.000
136	00:02:15:00	135,000	-0000.001	80,000	31,831	00000.000
137	00:02:16:00	136,000	-0000.001	80,000	31,834	00000.000
138	00:02:17:00	137,000	-0000.001	80,000	31,854	00000.000
139	00:02:18:00	138,000	-0000.001	80,000	31,865	00000.000
140	00:02:19:00	139,000	-0000.001	80,000	31,874	00000.000
141	00:02:20:00	140,000	-0000.001	80,000	31,889	00000.000
142	00:02:21:00	141,000	-0000.001	80,000	31,895	00000.000
143	00:02:22:00	142,000	-0000.001	80,000	31,901	00000.000
144	00:02:23:00	143,000	-0000.001	80,000	31,913	00000.000
145	00:02:24:00	144,000	-0000.001	80,000	31,925	00000.000
146	00:02:25:00	145,000	-0000.001	80,000	31,936	00000.000
147	00:02:26:00	146,000	-0000.001	80,000	31,948	00000.000
148	00:02:27:00	147,000	-0000.001	80,000	31,957	00000.000
149	00:02:28:00	148,000	-0000.001	80,000	31,959	00000.000
150	00:02:29:00	149,000	-0000.001	80,000	31,965	00000.000

151	00:02:30:00	150,000	-0000.001	80,000	31,971	00000.000
152	00:02:31:00	151,000	-0000.001	160,000	42,255	00000.000
153	00:02:32:00	152,000	-0000.001	160,000	43,158	00000.000
154	00:02:33:00	153,000	-0000.001	160,000	43,684	00000.000
155	00:02:34:00	154,000	-0000.001	160,000	44,184	00000.000
156	00:02:35:00	155,000	-0000.001	160,000	44,731	00000.000
157	00:02:36:00	156,000	-0000.001	160,000	45,061	00000.000
158	00:02:37:00	157,000	-0000.001	160,000	45,268	00000.000
159	00:02:38:00	158,000	-0000.001	160,000	45,391	00000.000
160	00:02:39:00	159,000	-0000.001	160,000	45,482	00000.000
161	00:02:40:00	160,000	-0000.001	160,000	45,531	00000.000
162	00:02:41:00	161,000	-0000.001	160,000	45,599	00000.000
163	00:02:42:00	162,000	-0000.001	160,000	45,617	00000.000
164	00:02:43:00	163,000	-0000.001	160,000	45,691	00000.000
165	00:02:44:00	164,000	-0000.001	160,000	45,718	00000.000
166	00:02:45:00	165,000	-0000.001	160,000	45,891	00000.000
167	00:02:46:00	166,000	-0000.001	160,000	45,905	00000.000
168	00:02:47:00	167,000	-0000.001	160,000	45,951	00000.000
169	00:02:48:00	168,000	-0000.001	160,000	45,975	00000.000
170	00:02:49:00	169,000	-0000.001	160,000	45,981	00000.000
171	00:02:50:00	170,000	-0000.001	160,000	45,992	00000.000
172	00:02:51:00	171,000	-0000.001	160,000	46,015	00000.000
173	00:02:52:00	172,000	-0000.001	160,000	46,095	00000.000
174	00:02:53:00	173,000	-0000.001	160,000	46,115	00000.000
175	00:02:54:00	174,000	-0000.001	160,000	46,125	00000.000
176	00:02:55:00	175,000	-0000.001	160,000	46,131	00000.000
177	00:02:56:00	176,000	-0000.001	160,000	46,139	00000.000
178	00:02:57:00	177,000	-0000.001	160,000	46,148	00000.000
179	00:02:58:00	178,000	-0000.001	160,000	46,152	00000.000
180	00:02:59:00	179,000	-0000.001	160,000	46,155	00000.000
181	00:03:00:00	180,000	-0000.001	160,000	46,159	00000.000
182	00:03:01:00	181,000	-0000.001	320,000	92,248	00000.000
183	00:03:02:00	182,000	-0000.001	320,000	93,154	00000.000
184	00:03:03:00	183,000	-0000.001	320,000	93,619	00000.000
185	00:03:04:00	184,000	-0000.001	320,000	94,158	00000.000
186	00:03:05:00	185,000	-0000.001	320,000	94,752	00000.000
187	00:03:06:00	186,000	-0000.001	320,000	95,154	00000.000
188	00:03:07:00	187,000	-0000.001	320,000	95,365	00000.000
189	00:03:08:00	188,000	-0000.001	320,000	95,451	00000.000
190	00:03:09:00	189,000	-0000.001	320,000	95,587	00000.000
191	00:03:10:00	190,000	-0000.001	320,000	95,671	00000.000

192	00:03:11:00	191,000	-0000.001	320,000	95,765	00000.000
193	00:03:12:00	192,000	-0000.001	320,000	95,861	00000.000
194	00:03:13:00	193,000	-0000.001	320,000	95,934	00000.000
195	00:03:14:00	194,000	-0000.001	320,000	96,154	00000.000
196	00:03:15:00	195,000	-0000.001	320,000	96,254	00000.000
197	00:03:16:00	196,000	-0000.001	320,000	96,364	00000.000
198	00:03:17:00	197,000	-0000.001	320,000	96,375	00000.000
199	00:03:18:00	198,000	-0000.001	320,000	96,384	00000.000
200	00:03:19:00	199,000	-0000.001	320,000	96,394	00000.000
201	00:03:20:00	200,000	-0000.001	320,000	96,416	00000.000
202	00:03:21:00	201,000	-0000.001	320,000	96,426	00000.000
203	00:03:22:00	202,000	-0000.001	320,000	96,445	00000.000
204	00:03:23:00	203,000	-0000.001	320,000	96,461	00000.000
205	00:03:24:00	204,000	-0000.001	320,000	96,472	00000.000
206	00:03:25:00	205,000	-0000.001	320,000	96,481	00000.000
207	00:03:26:00	206,000	-0000.001	320,000	96,495	00000.000
208	00:03:27:00	207,000	-0000.001	320,000	96,506	00000.000
209	00:03:28:00	208,000	-0000.001	320,000	96,515	00000.000
210	00:03:29:00	209,000	-0000.001	320,000	96,525	00000.000
211	00:03:30:00	210,000	-0000.001	320,000	96,531	00000.000

Fuente: Elaboración propia

3.6.6.2 Cálculo del coeficiente de consolidación (C_v)

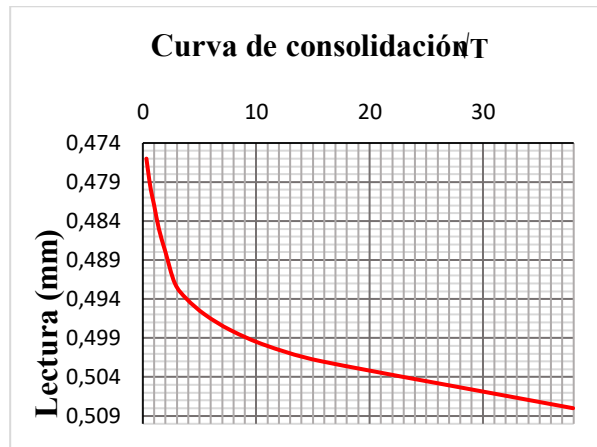
Existen dos métodos gráficos comúnmente usados para determinar C_v a partir de pruebas de consolidación unidimensional de laboratorio. El método del logaritmo del tiempo propuesto por Casagrande y Fadum y el otro es método de la raíz cuadrada del tiempo sugerido por Taylor.

Para realizar el ensayo se usará el método de la raíz cuadrada del tiempo.

3.6.6.3. Método de la raíz cuadrada del tiempo.

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 cálculo de coeficiente de consolidación.

Figura 42. Curva de consolidación raíz de T.

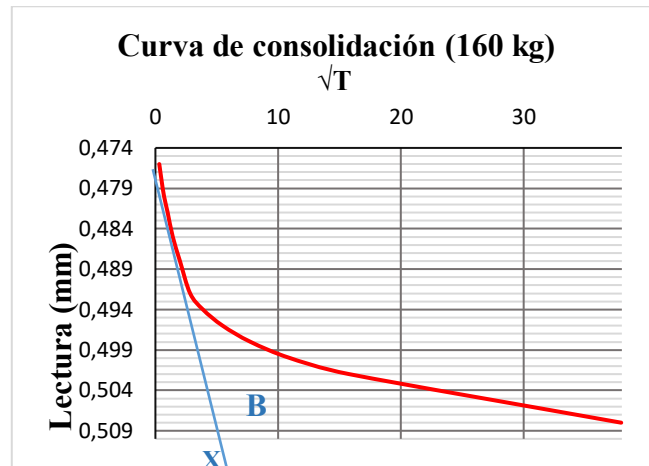


Fuente. Elaboración propia

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:

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} .

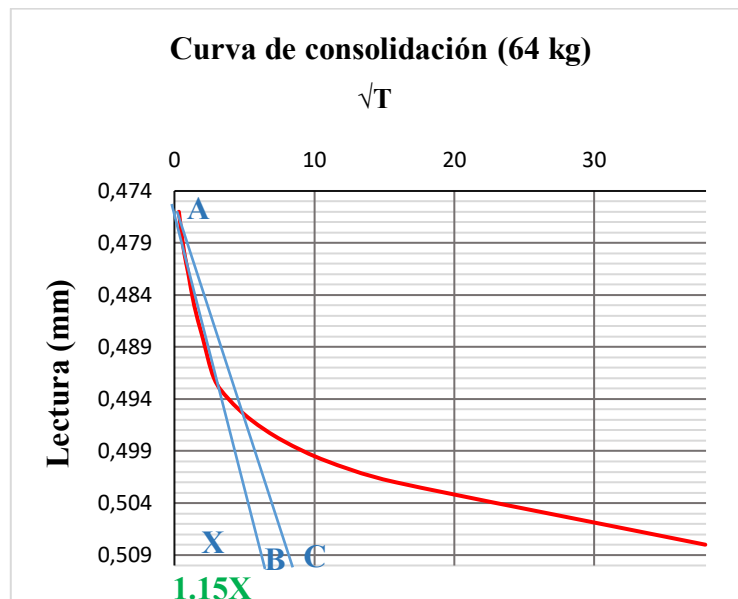
Figura 43. Curva de deformación por el método Taylor



Fuente. Elaboración propia

2.- 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

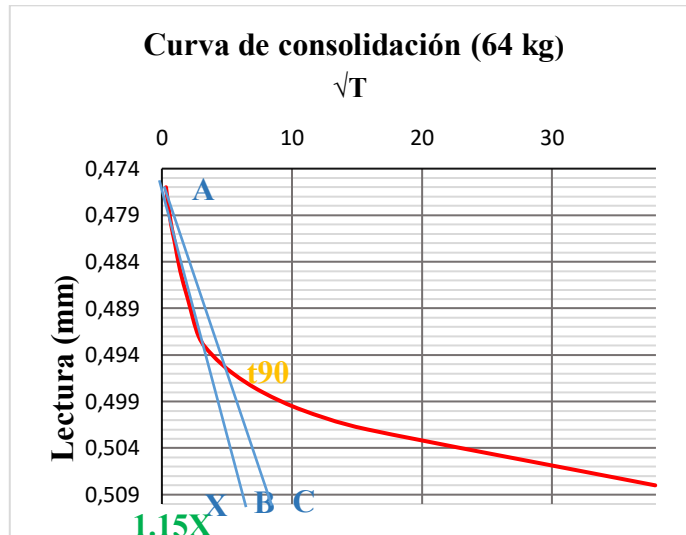
Figura 44. Curva de deformación aplicando el método Taylor



Fuente. Elaboración propia

3.-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 45. Curva de deformación aplicando el método Taylor



Fuente. Elaboración 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 cómo:

$$C_v = \frac{t_{90} * H^2}{t_{90}}$$

Donde:

C_v = Coeficiente de consolidación

T_{90} = Factor de tiempo

H = Trayectoria de drenaje promedio durante la consolidación

t_{90} = Tiempo correspondiente al 90% de consolidación

Tabla 15. Coeficientes de consolidación a 2 kg de carga y a 2m de profundidad.

$\sqrt{T_{90\%}}=$	4,60	min
$T_{90\%}=$	21,16	min
$t_{90\%}=$	0,848	
$Hd^2=$	0,0001	m ²
$cv=$	4,00756E-06	m ² /min

Fuente. Elaboración propia

3.6.6.4. Cálculo de relación de vacíos

Después de obtener las gráficas de deformación en función del tiempo para diversas cargas en el laboratorio, es necesario estudiar el índice de vacíos de la muestra con las respectivas presiones. Para el cálculo del índice de vacíos necesitamos calcular la altura de sólidos.

$$H_s = \frac{W_s}{A * G_s * \gamma_w}$$

Donde:

H_s = Altura de sólidos.

W_s = Peso seco de la muestra.

A = Área de la muestra.

G_s = Gravedad específica de sólidos del suelo.

γ_w = Peso unitario de agua.

Con la altura de los sólidos se pasa a calcular la altura de vacíos.

$$H_v = H - H_s$$

Donde:

H= Altura de la muestra

H_v = Altura de vacíos.

Con la altura de vacíos, se pasa a calcular la relación de vacíos a diferentes cargas del respectivo ensayo.

$$e_o = \frac{H_v}{H_s}$$

Donde:

e_o= Índice de vacíos.

Tabla 16. Resultado del índice de vacíos muestra N°1

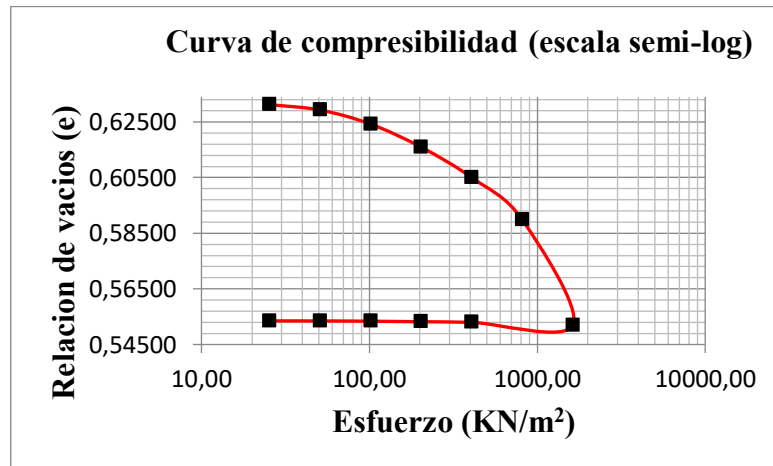
Esfuerzo (kN/m²)	Final (H) (mm)	H_s=Ws/(A*Gs*γ_w)	H_v= H-H_s (mm)	e=H_v/H_s
0,00	20,000	13,199	6,801	0,51521
5,09	20,000	13,199	6,800	0,51518
10,19	19,994	13,199	6,794	0,51474
20,37	19,990	13,199	6,790	0,51444
40,74	19,976	13,199	6,776	0,51336
81,49	19,936	13,199	6,736	0,51033
162,97	19,907	13,199	6,708	0,50819
325,95	19,808	13,199	6,608	0,50064
81,49	19,820	13,199	6,621	0,50158
40,74	19,823	13,199	6,623	0,50177
20,37	19,825	13,199	6,626	0,50195
10,19	19,826	13,199	6,627	0,50204
5,09	19,827	13,199	6,627	0,50207

Fuente. Elaboración propia

3.6.6.5. Elaboración de la curva de compresibilidad

con los datos de la tabla 25 y con las cargas dadas se procede a determinar la curva de compresibilidad.

Figura 46. Curva de compresibilidad



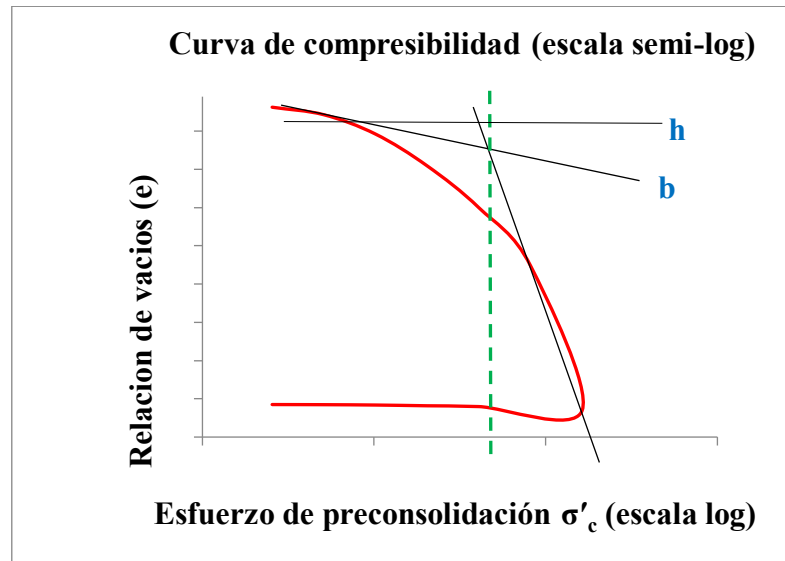
Fuente. Elaboración propia

3.6.6.6. Esfuerzo de preconsolidación

Con la curva de compresibilidad se procede a calcular el esfuerzo de preconsolidación. Siguiendo los siguientes pasos.

- 1.- Mediante inspección visual determinar el punto A que corresponde al punto de mayor curvatura.
- 2.- Desde el punto A trazar una recta horizontal h y otra recta tangente a la curva en dicho punto llamada t .
- 3.- Trazar la bisectriz del ángulo formado por las rectas h y t que pasa por el punto A, semirrecta b .
- 4.- Por último, determinar el punto B, con la intersección entre la recta b y la prolongación del tramo recto de la curva de ensayo. La abscisa del punto B corresponde al valor de la carga o presión efectiva de preconsolidación.

Figura 47. Esfuerzo de preconsolidación (σ'_c)



Fuente. Elaboración propia

3.6.6.7. Determinación del índice de compresibilidad C_c , de recompresión C_r y de expansión C_s .

Índice de compresibilidad

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_c} \right)}$$

Índice de recompresión

$$C_r = \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{\sigma'_o}{\sigma'_c} \right)}$$

Índice de expansión

$$C_s = \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{\sigma_6}{\sigma_5} \right)}$$

Donde:

Δe = Relación de vacíos.

σ'_f = Esfuerzo al finalizar la carga

σ'_c = Esfuerzo de preconsolidación

σ'_o = Esfuerzo de tapada

σ'_5 = Esfuerzo al iniciar la descarga

σ'_6 = Esfuerzo al finalizar la descarga

Tabla 17. Determinación del índice de compresibilidad C_c , de recompresión C_r y de expansión C_s .

Cálculo de C_c	
$e_1 =$	0,51033
$e_2 =$	0,50064
$\sigma'_1 =$	65,0000
$\sigma'_2 =$	325,949
$C_c =$	0,01384

Cálculo de C_r	
$e_3 =$	0,51518
$e_4 =$	0,51033
$\sigma'_3 =$	41,1796
$\sigma'_4 =$	65,0000
$C_r =$	0,02446

Cálculo de C_s	
$e_5 =$	0,50204
$e_6 =$	0,50207
$\sigma'_5 =$	10,1859
$\sigma'_6 =$	5,09296
$C_s =$	9,6E-05

Fuente. Elaboración propia

3.6.6.8. Compresibilidad de la muestra

Se calcula la compresibilidad de la muestra donde es la capacidad para reducir su volumen cuando se le aplica una presión, o viceversa, para aumentar su volumen cuando la presión disminuye

Tabla 18. Cálculo de esfuerzo efectivo σ'_0 de la muestra N°1

CÁLCULO DE ESFUERZO EFECTIVO σ'_0	
Altura de estrato total $H_t = (m)$	2,00
Peso específico $G_s = (kN/m^3)$	2,67
Peso específico del agua $\gamma_w = (kN/m^3)$	9,81
Relación de vacíos inicial $e_0 =$	0,52
Peso unitario del suelo γ o $\gamma_{sat} = (kN/m^3)$	20,59
Esfuerzo efectivo $\sigma'_0 = (kN/m^2)$	41,18
Esfuerzo de preconsolidación $\sigma'_c = (kN/m^2)$	65
$\sigma'_0 > \sigma'_c$	SOBRECONSOLIDADO

3.6.6.9. Cálculo del asentamiento

Con los datos obtenidos en el transcurso del ensayo podemos calcular el asentamiento del suelo con la siguiente formula:

$$S_c = \frac{H}{1+e_0} \left[C_r * \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + C_c * \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_c} \right]$$

Sc=	0,01548	m
-----	---------	---

CAPÍTULO IV

ANALISIS DE RESULTADOS

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. Contenido de humedad

Tabla 19. Contenido de humedad

Contenido de humedad natural	
	Profundidad (m)
Puntos	2,00
1	7,89
2	8,44
3	11,54
4	10,18
5	7,20
6	6,94
7	7,43
8	12,39
9	8,66
10	7,44
11	10,07
12	10,66
13	8,78
14	12,83
15	13,17
16	13,27
17	11,33
18	6,89
19	14,22
20	13,14
21	6,20
22	8,95
23	8,41
24	6,58
25	6,54
26	6,98
27	9,42
28	9,78
29	8,99
30	8,02

Fuente: Elaboración propia

En el análisis del contenido de humedad podemos mencionar lo siguiente: La humedad del suelo es variable en el transcurso del tiempo, esto debido a las condiciones climatológicas ya que en tiempos donde no hay precipitación pluvial, la humedad del suelo disminuye, mientras que en época de precipitaciones la humedad del suelo tiende a aumentar.

Las humedades en muestras son variables en algunos puntos hay más contenido de humedad que en otros, por ejemplo, en el punto 19 la humedad varía notablemente que en la muestra 21 esto debido a que el suelo alcanza más saturación en la parte superior y que tiene una capa de suelo poco permeable hasta llegar a los 2 metros de profundidad, donde seguramente el nivel freático se encuentra a mucha más profundidad y que la saturación es muy lenta.

Caso contrario pasa con otros puntos, como por ejemplo en el punto 11 se observa una humedad de 10,07% a 2 m y baja en el punto 6 a 6,94% a los 2 m, esto debido a que el suelo en la parte inferior se encuentra más saturada, donde se pudo observar un nivel freático alto, ya que a pocos metros se encontraba un poso de agua acumulada desde algún tiempo atrás debido a las precipitaciones pluviales.

En otros puntos la humedad se mantiene casi constante y no varía mucho con respecto a la profundidad.

4.2. Peso específico

Tabla 20. Peso específico

	Peso específico (gr/cm ³)
	Profundidad (m)
Puntos	2
1	2,66
2	2,67
3	2,59
4	2,62
5	2,61
6	2,64
7	2,68
8	2,65
9	2,64
10	2,57
11	2,67
12	2,62
13	2,64
14	2,63
15	2,65
16	2,61
17	2,69
18	2,70
19	2,67
20	2,61
21	2,63
22	2,65
23	2,63
24	2,61
25	2,62
26	2,66
27	2,60
28	2,64
29	2,63
30	2,68

Fuente: Elaboración propia

El peso específico depende mucho de qué tipo de suelo es, podemos mencionar que para suelos más finos el peso específico está alrededor de $2,6-2,8 \text{ gr/cm}^3$ mientras que para los suelos granulares están alrededor de $2,65 \text{ gr/cm}^3$ según la tabla 2,4 del libro de Braja M. Das.

En los ensayos realizados se puede observar que los pesos están relativamente dentro del límite de los valores teóricos. Podemos observar que para las arcillas de baja plasticidad es más elevado su valor con respecto a una arena limosa.

En comparación con los suelos orgánicos hay una diferencia considerable ya que están en un valor de $2,303 \text{ gr/cm}^3$

El peso específico de estas muestras ensayadas tienen una propiedad crucial para comprender el comportamiento de los suelos finos, como los limos de baja plasticidad (ML) y las arcillas de baja plasticidad (CL) encontrados en esta investigación. Los suelos ML suelen tener un peso específico menor debido a su menor densidad y plasticidad, mientras que los suelos CL tienden a presentar un peso específico mayor debido a su estructura cohesiva y capacidad de retención de agua.

4.3 Análisis mecánico

Tabla 21. Análisis mecánico

Barrio	Pto.	Clasificación		% pasa tamiz	%	%	LL
		SUCS	AASHTO	N° 200	limo	arcilla	
BARRIO 24 DE JUNIO	1	ML	A-4 (8)	82,33	71,70	10,63	32
	2	ML	A-4 (8)	76,26	63,62	12,64	23
	3	ML	A-4 (8)	77,24	65,70	11,54	39
	4	CL	A-4 (8)	81,25	67,58	13,67	38
	5	ML	A-4 (8)	79,53	68,95	10,58	33
	6	ML	A-4 (8)	77,05	62,44	14,61	25
	7	CL-ML	A-4 (8)	79,02	66,34	12,68	22
	8	ML	A-4 (8)	80,42	69,43	10,99	22
	9	ML	A-4 (8)	78,17	65,85	12,32	32
	10	ML	A-4 (8)	79,13	67,29	11,84	32
	11	ML	A-4 (8)	77,82	63,84	13,98	32
	12	CL	A-4 (8)	75,24	62,39	12,85	32
	13	ML	A-4 (8)	75,51	60,83	14,68	32
	14	ML	A-4 (8)	75,09	58,14	16,95	32
	15	CL	A-4 (8)	75,36	57,84	17,52	32
	16	ML	A-4 (8)	76,49	60,67	15,82	32
	17	ML	A-4 (8)	77,27	63,65	13,62	32
	18	CL	A-4 (8)	77,29	66,44	10,85	32
	19	ML	A-4 (8)	75,16	60,41	14,75	32
	20	ML	A-4 (8)	79,84	61,19	18,65	32
	21	CL	A-4 (8)	75,62	60,23	15,39	32
	22	ML	A-4 (8)	78,98	63,72	15,26	32
	23	ML	A-4 (8)	78,64	66,02	12,62	31
	24	ML	A-4 (8)	75,03	64,28	10,75	32
	25	CL-ML	A-4 (8)	75,28	60,93	14,35	31
	26	ML	A-4 (8)	75,45	61,83	13,62	32
	27	CL-ML	A-4 (8)	77,01	60,66	16,35	31
	28	CL-ML	A-4 (8)	75,67	64,42	11,25	32
	29	CL-ML	A-4 (8)	75,47	63,83	11,64	32
	30	ML	A-4 (8)	77,97	65,23	12,74	32

Fuente: Elaboración propia

4.3.1 Análisis por tamizado

En el proceso de tamizado por el método de lavado se observó que a 2 m de profundidad los 30 puntos pasan la malla N°200, esto quiere decir que en la parte superior del manto de la zona predominan los suelos finos tanto limos como arcillas en el barrio 24 de junio.

El barrio nos dio una granulometría que refiere a la distribución del tamaño de las partículas que componen el suelo.

Estos suelos finos, como limos (ML) y arcillas (CL), la granulometría es crucial para entender sus propiedades físicas y mecánicas. Estos suelos finos estudiados están compuestos por partículas con un diámetro menor a 0,075 mm. Se clasifican principalmente en limos (partículas más grandes y menos cohesivas) y arcillas (partículas más pequeñas, muy cohesivas y plásticas).

4.3.2. Análisis por hidrómetro

Esto nos indica la separación entre limos y arcillas. Según el análisis en casi todas las muestras a 2 metro de profundidad, se puede observar que la muestra contiene un valor mayor al 50% de limo. Tal es el caso que el punto 10 teniendo este un valor de 84,48% de limo.

Con respecto a las arcillas se puede observar que está a un valor alrededor de 20-30% de contenido de arcilla. A 2 m de profundidad.

A los 2m los limos siguen a un valor mayor al 50% y las arcillas también mantiene un valor alrededor del 30%.

4.4. Límites de Atterberg

Los límites nos ayudan a definir qué tipo de suelo existe, tanto el límite líquido como el índice de plasticidad. Con estos valores entramos a la carta de plasticidad y podemos clasificar que tipo de arcilla, que tipo de limo y si es un suelo orgánico.

Las muestras a 2 m del punto 10 me arrojó un valor de 32% de límite líquido indicándome que el suelo con baja plasticidad y que esa muestra es muy susceptible a cambios de humedad y a los agrietamientos, lo contrario pasa por el punto 2 arrojando un valor de 23% de límite líquido e indicando que ese suelo no tendrá cambios bruscos en su volumen.

Atterberg nos dio cierto rango para indicarnos la plasticidad en los suelos, con estos valores podemos decir que tenemos 11 muestras de suelos que tienen un valor entre 1-7 de índice de plasticidad, clasificándolos como débilmente plásticos. Luego tenemos 11 muestras de suelos que tienen un valor entre 7-15 de índice de plasticidad, clasificándolos como suelos medianamente plásticos, luego tenemos 6 muestras de suelos que tienen un índice de plasticidad mayor a 15, indicando que son altamente plásticos.

4.5. Consolidómetro digital (edómetro) MARCA ACE EmS

Primero armar la célula de carga con la piedra porosa en la parte inferior, después sujetar con su reten para sujetar la piedra porosa.

Segunda parte colocar la muestra inalterada encima de la piedra porosa, colocado con el anillo para que la muestra no se deslice por los costados.

Tercero colocar la segunda piedra porosa encima de la muestra, siguiente colocar el collarín con sus tornillos para sujetar todo el equipo armado y por último colocar encima de la piedra porosa el pistón de carga por donde recibirá las cargas que el aparato ya programado con las diferentes cargas que será sometido la muestra.

4.6. Consolidación

4.6.1. Coeficiente de consolidación

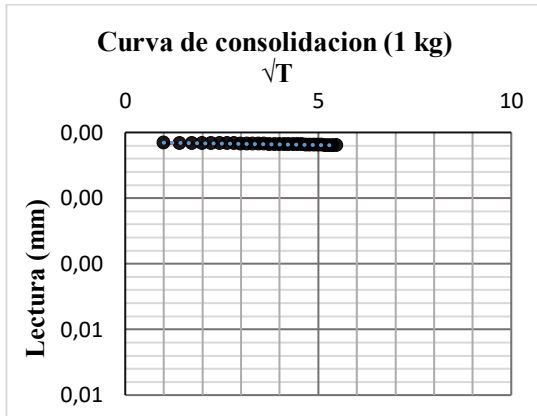
Tabla 22. Coeficientes de consolidación

Punto	Cálculo del coeficiente de consolidación C_v . (m^2/min) a m						
	1 kg	2 kg	4 kg	8 kg	16 kg	32 kg	64 kg
1	2,12E-05	9,42E-06	2,12E-05	2,12E-05	9,42E-06	9,42E-06	9,42E-06
2	2,12E-05	1,36E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05
3	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05
4	2,12E-05	5,89E-05	2,12E-05	2,35E-05	1,92E-05	2,93E-05	2,93E-05
5	5,30E-06	1,75E-05	1,16E-05	1,60E-05	1,36E-05	1,47E-05	1,47E-05
6	6,92E-06	2,12E-05	3,77E-05	2,35E-05	2,12E-05	1,36E-05	1,36E-05
7	4,19E-06	2,12E-05	2,12E-05	3,77E-05	2,62E-05	1,16E-05	1,16E-05
8	9,42E-06	2,36E-06	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	1,36E-05	1,36E-05
9	1,36E-05	2,12E-05	1,75E-05	2,12E-05	1,25E-05	9,42E-06	9,42E-06
10	1,36E-05	1,25E-05	2,93E-05	3,77E-05	3,77E-05	1,36E-05	1,36E-05
11	1,75E-05	3,77E-05	2,12E-05	2,12E-05	3,77E-05	3,77E-05	3,77E-05
12	2,62E-05	2,12E-05	2,12E-05	3,77E-05	2,93E-05	9,42E-06	9,42E-06
13	6,92E-06	9,42E-06	1,36E-05	1,36E-05	2,62E-05	2,12E-05	2,12E-05
14	1,36E-05	2,12E-05	2,12E-05	1,60E-05	2,12E-05	1,16E-05	1,16E-05
15	2,62E-05	1,92E-05	1,75E-05	1,92E-05	1,16E-05	2,12E-05	2,12E-05
16	1,36E-05	3,77E-05	2,35E-05	1,36E-05	2,12E-05	9,42E-06	9,42E-06
17	1,36E-05	9,42E-06	2,62E-05	1,73E-06	2,12E-05	1,36E-05	1,36E-05
18	3,77E-05	1,36E-05	1,08E-05	1,92E-05	2,62E-05	9,42E-06	9,42E-06
19	2,62E-05	2,12E-05	2,12E-05	3,77E-05	2,93E-05	9,42E-06	9,42E-06
20	6,92E-06	9,42E-06	1,36E-05	1,36E-05	2,62E-05	2,12E-05	2,12E-05
21	1,36E-05	6,92E-06	3,77E-05	5,30E-06	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05
22	3,77E-05	2,12E-05	1,36E-05	2,12E-05	1,36E-05	1,75E-05	1,75E-05
23	2,12E-05	1,36E-05	3,77E-05	3,77E-05	2,12E-05	9,42E-06	9,42E-06
24	9,42E-06	9,42E-06	1,36E-05	1,36E-05	1,36E-05	3,77E-05	3,77E-05
25	3,77E-05	2,12E-05	1,36E-05	2,12E-05	1,36E-05	1,75E-05	1,75E-05
26	2,12E-05	8,48E-05	3,77E-05	4,33E-05	3,77E-05	1,36E-05	1,36E-05
27	2,62E-05	2,12E-05	2,12E-05	3,77E-05	2,93E-05	9,42E-06	9,42E-06
28	6,92E-06	9,42E-06	1,36E-05	1,36E-05	2,62E-05	2,12E-05	2,12E-05
29	3,77E-05	2,12E-05	1,36E-05	2,12E-05	1,36E-05	1,75E-05	1,75E-05
30	2,12E-05	8,48E-05	3,77E-05	3,77E-05	2,12E-05	9,42E-06	9,42E-06

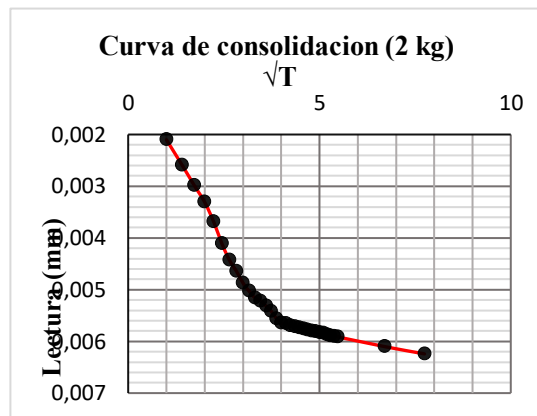
Fuente: Elaboración propia

Los coeficientes son valores que se obtienen de las gráficas de las deformaciones vs raíz cuadrada del tiempo aplicando el método de Taylor para distintas cargas, tomaremos un análisis del comportamiento del punto 1

Figura 48. Curvas de consolidación 1kg Figura 49. Curvas de consolidación 2kg

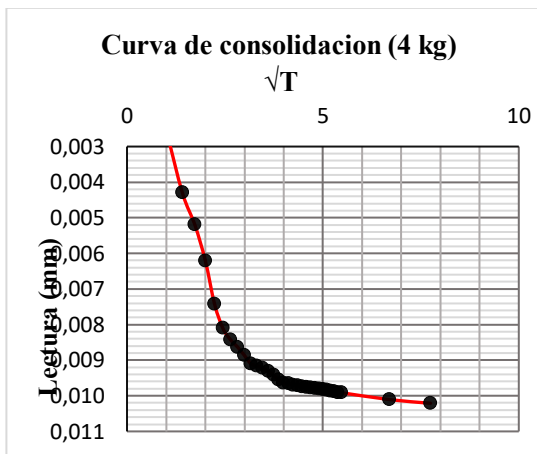


Fuente: Elaboración propia

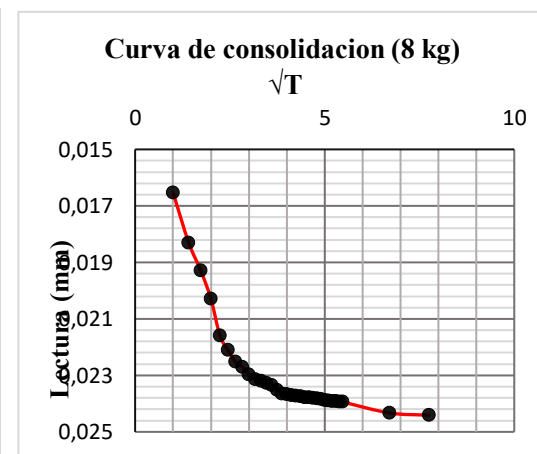


Fuente: Elaboración propia

Figura 50. Curvas de consolidación 4kg Figura 51. Curvas de consolidación 8kg

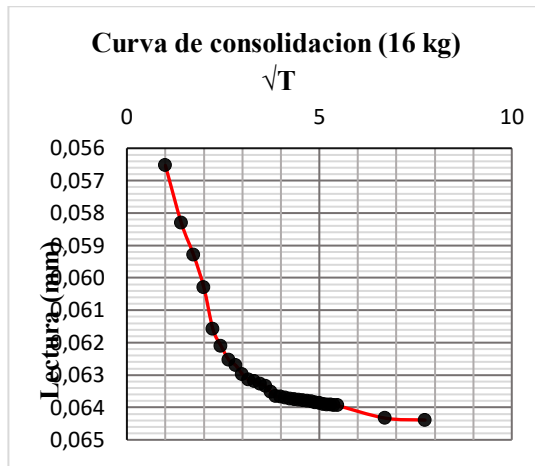


Fuente: Elaboración propia

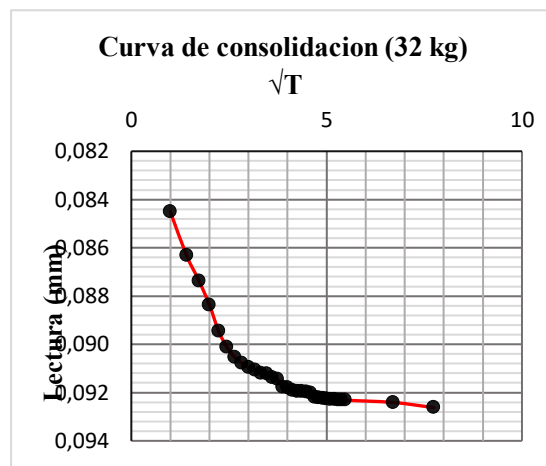


Fuente: Elaboración propia

Figura 52. Curvas consolidación 16kg Figura 53. Curvas de consolidación 32kg

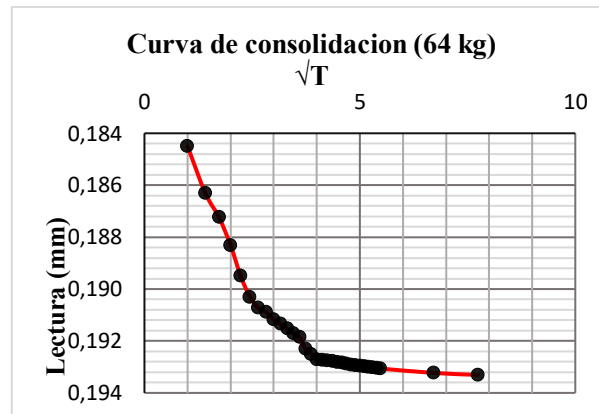


Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

Figura 54. Curvas de consolidación 32kg



Fuente: Elaboración propia

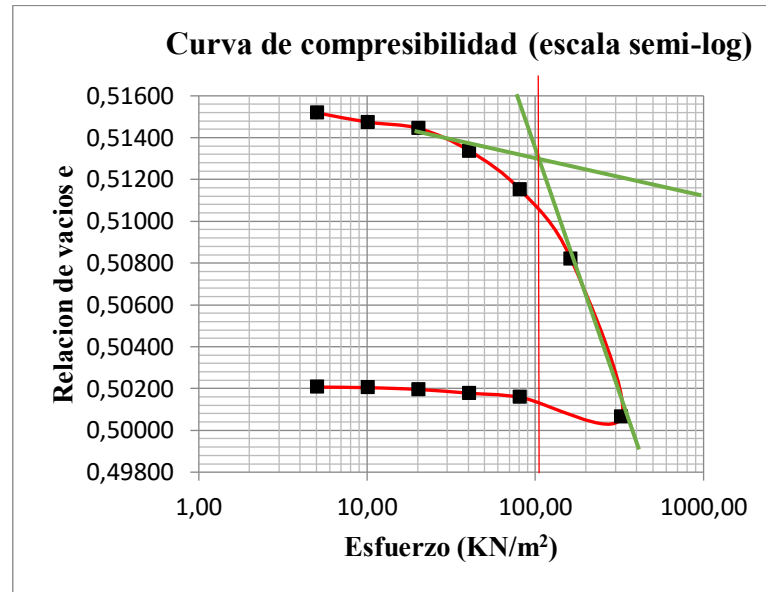
El comportamiento de la gráfica 1 nos indica que no sufrió ninguna deformación. Y que no es suficiente con una carga de 2 kg.

Con la carga de 5 kg empiezan las deformaciones y se observa que tiene algunos quiebres, al igual que con la carga de 32 kg, con la carga de 64 kg tomo una linealidad y forma más continua al igual que con las demás cargas. Los coeficientes de consolidación para el punto 1 a la profundidad de 2m, tienen un valor de 1,36E-05 hasta 3,77E-05, considerando una velocidad casi constante.

4.7. Curva de compresibilidad

Análisis de resultado del punto 1 a la profundidad de 2 m.

Figura 55. Curva de compresibilidad



Fuente: Elaboración propia

El esfuerzo de preconsolidación es de 65 kN/m² para el punto 1

Para calcular el esfuerzo de preconsolidación se usa el método de Casagrande, al ser un método gráfico y al tener una escala semilogarítmica podemos equivocarnos al sacar el valor que corresponde, por tal motivo hay que tener cuidado al aplicar el método.

El esfuerzo de preconsolidación nos indica si es un suelo normalmente consolidado o preconsolidado, evaluando el punto nos arrojó que es un suelo preconsolidado, al igual que todos los puntos de estudio.

Se observa en la gráfica que la curva de compresión y de recompresión se asemejan a las curvas teóricas. Mientras tanto que la curva de expansión nos muestra una descarga continua y con valores pequeños tales que no se puede diferenciar un crecimiento como nos presentan en la teoría.

El coeficiente de compresión nos da un valor de $C_c = 0,0138$ y podemos decir que es una arcilla de compresibilidad baja

Tabla 23. Coeficiente de compresibilidad

Cálculo de C_c	
$e_1 =$	0,5103
$e_2 =$	0,5006
$\sigma'_1 =$	65,00
$\sigma'_2 =$	325,95
$C_c =$	0,0138

Fuente: Elaboración propia

El coeficiente de recompresión nos da un valor de 0,024 observando que tiene poca pendiente y que se aproxima a los valores teóricos de $1/5$ - $1/10$ de C_c .

Tabla 24. Coeficiente de recompresión

Cálculo de C_r	
$e_3 =$	0,515
$e_4 =$	0,510
$\sigma'_3 =$	41,18
$\sigma'_4 =$	65,00
$C_r =$	0,024

Fuente: Elaboración propia

El coeficiente de expansión nos da un valor muy bajo tal que no se distingue en la pendiente, el cual es de 0.00003. se puede decir que es un suelo que no tiene expansión notoria.

Tabla 25. Coeficiente de expansión

Cálculo de C_s	
$e_5 =$	0,502
$e_6 =$	0,502
$\sigma'_5 =$	10,19
$\sigma'_6 =$	5,09
$C_s =$	0,00010

Fuente: Elaboración propia

Analizando todos los puntos a 2 m de profundidad podemos encontrar que los valores se encuentran dentro del rango que es de 0,05-0,25 y clasificarlas como de compresibilidad baja

Los índices de recompresión se mantienen dentro del rango establecido y no se observa que algún valor se dispare tanto para la profundidad de 2 m.

Los índices de expansión continúan teniendo valores pequeños para todos los puntos de estudio y clasificándolas como suelos de poca permeabilidad.

Para la relación de vacíos a la profundidad de 2 m se observa valores entre 0,6-0,8 indicándonos así que son muestras duras que tienen poca porosidad.

Tabla 26. Tabla de resultados.

Esfuerzo (kN/m²)	Final (H) (mm)	$H_s = W_s / (A * G_s * \gamma_w)$	$H_v = H - H_s$ (mm)	$e = H_v / H_s$
0,00	20,000	13,199	6,801	0,51521
5,09	20,000	13,199	6,800	0,51518
10,19	19,994	13,199	6,794	0,51474
20,37	19,990	13,199	6,790	0,51444
40,74	19,976	13,199	6,776	0,51336
81,49	19,936	13,199	6,736	0,51033
162,97	19,907	13,199	6,708	0,50819
325,95	19,808	13,199	6,608	0,50064
81,49	19,820	13,199	6,621	0,50158
40,74	19,823	13,199	6,623	0,50177
20,37	19,825	13,199	6,626	0,50195
10,19	19,826	13,199	6,627	0,50204
5,09	19,827	13,199	6,627	0,50207

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27. Valores de índice de compresibilidad, de recompresión, de expansión y relación de vacíos a la profundidad de 2 metros.

Punto	Esfuerzo de preconsolidación	Esfuerzo Inicial	Índice de Compresibilidad	Índice de recompresión	Relación de Vacíos
	σ'_c	σ_0	C_c	C_r	e_0
	kN/m ²	kN/m ²			
1	110	41,18	0,023	0,009	0,512
2	65	17,4	0,012	0,009	0,482
3	85	17,26	0,012	0,001	0,511
4	71	17,11	0,101	0,005	0,507
5	125	16,48	0,015	0,023	0,557
6	135	16,99	0,013	0,012	0,407
7	115	17,36	0,012	0,013	0,366
8	85	20,62	0,011	0,021	0,351
9	95	21,15	0,010	0,014	0,441
10	75	15,74	0,036	0,011	0,503
11	120	16,18	0,032	0,019	0,407
12	125	18,02	0,028	0,011	0,366
13	130	16,62	0,093	0,015	0,469
14	142	16,51	0,124	0,013	0,469
15	65	15,52	0,124	0,013	0,374
16	70	18,67	0,081	0,013	0,554
17	85	17,72	0,086	0,01	0,464
18	110	15,79	0,124	0,011	0,372
19	130	35,01	0,032	0,011	0,407
20	80	22,52	0,093	0,015	0,466
21	115	15,92	0,107	0,015	0,379
22	120	16,1	0,104	0,01	0,468
23	140	17,31	0,092	0,007	0,461
24	135	17,34	0,102	0,007	0,630
25	90	15,64	0,010	0,015	0,474
26	95	20,19	0,193	0,009	0,458
27	85	14,52	0,124	0,015	0,507
28	70	16,34	0,081	0,013	0,366
29	115	21,05	0,086	0,013	0,479
30	120	18,51	0,189	0,014	0,557

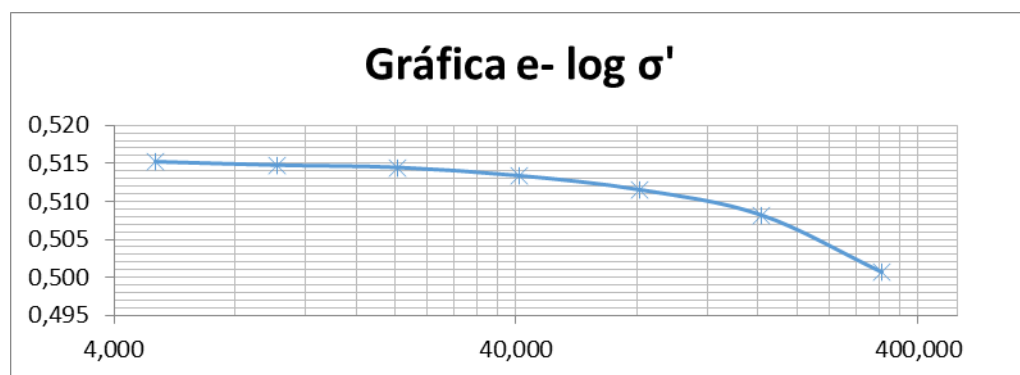
Fuente: Elaboración propia

Tabla 28. Resultados muestra N° 1

Muestra N° 1	GRAFICA DE RESULTADOS			
Esfuerzo (kN/m2)	Final (H) (mm)	$H_s = W_s / (A * G_s * \gamma_w)$	$H_v = H - H_s$ (mm)	$e = H_v / H_s$
0,000	20,000	13,199	6,801	0,515
5,093	20,000	13,199	6,800	0,515
10,186	19,994	13,199	6,794	0,515
20,372	19,990	13,199	6,790	0,514
40,744	19,976	13,199	6,776	0,513
81,487	19,936	13,199	6,736	0,512
162,975	19,907	13,199	6,708	0,508
325,949	19,808	13,199	6,608	0,501

Fuente: Elaboración propia

Figura 56. Gráfica e- log σ' muestra N° 1



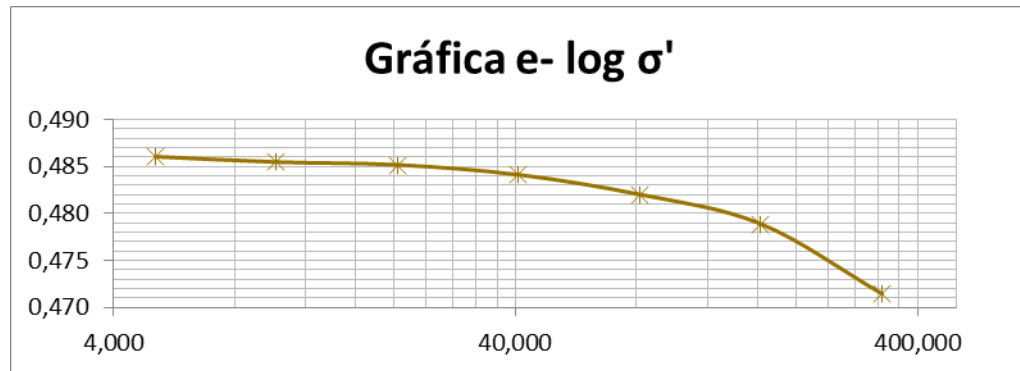
Fuente: Elaboración propia

Tabla 29. Resultados muestra N° 2

Muestra N° 2	GRAFICA DE RESULTADOS			
Esfuerzo (kN/m2)	Final (H) (mm)	$H_s = W_s / (A * G_s * \gamma_w)$	$H_v = H - H_s$ (mm)	$e = H_v / H_s$
0,000	20,000	13,458	6,542	0,486
5,093	19,999	13,458	6,541	0,486
10,186	19,992	13,458	6,533	0,485
20,372	19,988	13,458	6,529	0,485
40,744	19,974	13,458	6,515	0,484
81,487	19,932	13,458	6,473	0,481
162,975	19,903	13,458	6,445	0,479
325,949	19,804	13,458	6,345	0,471

Fuente: Elaboración propia

Figura 57. Gráfica e- log σ' muestra N° 2



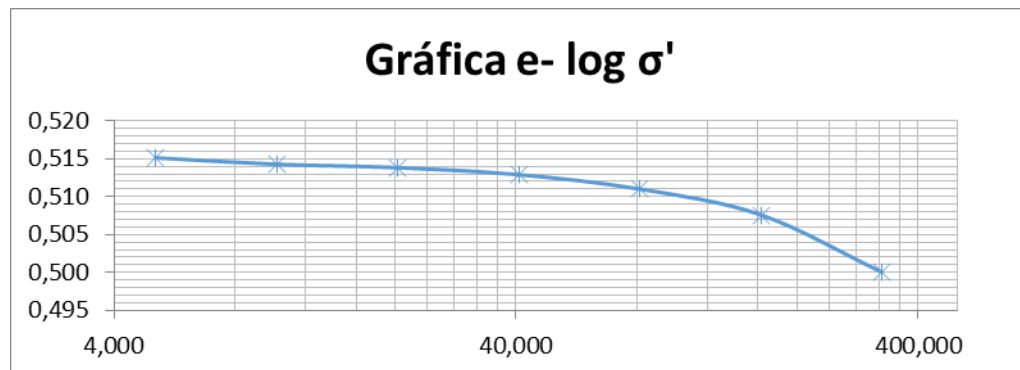
Fuente: Elaboración propia

Tabla 30. Resultados muestra N° 3

Muestra N° 3	GRAFICA DE RESULTADOS			
Esfuerzo (kN/m ²)	Final (H) (mm)	$H_s = W_s / (A * G_s * \gamma_w)$	$H_v = H - H_s$ (mm)	$e = H_v / H_s$
0,000	20,000	13,199	6,801	0,515
5,093	19,999	13,199	6,800	0,515
10,186	19,988	13,199	6,788	0,514
20,372	19,982	13,199	6,782	0,514
40,744	19,970	13,199	6,770	0,513
81,487	19,930	13,199	6,730	0,510
162,975	19,899	13,199	6,700	0,508
325,949	19,799	13,199	6,600	0,500

Fuente: Elaboración propia

Figura 58. Gráfica e- log σ' muestra N° 3



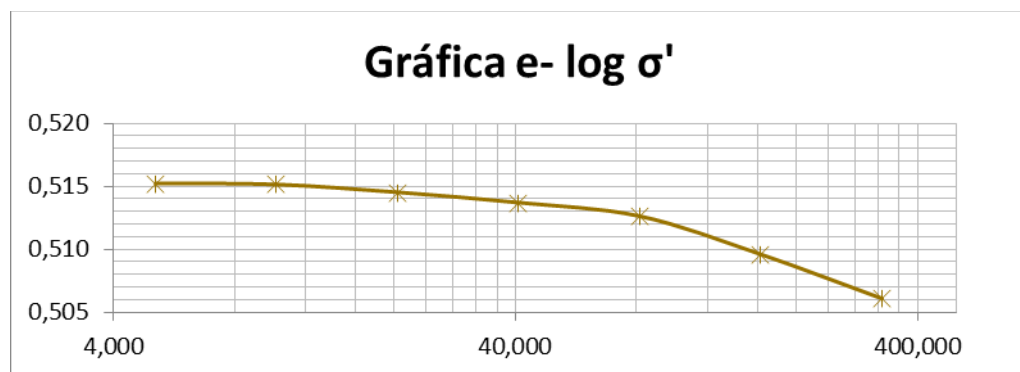
Fuente: Elaboración propia

Tabla 31. Resultados muestra N° 4

Muestra N° 4	GRAFICA DE RESULTADOS			
Esfuerzo (kN/m ²)	Final (H) (mm)	$H_s = W_s / (A * G_s * \gamma_w)$	$H_v = H - H_s$ (mm)	$e = H_v / H_s$
0,000	20,000	13,199	6,801	0,515
5,093	19,999	13,199	6,799	0,515
10,186	19,986	13,199	6,786	0,515
20,372	19,980	13,199	6,780	0,514
40,744	19,966	13,199	6,766	0,513
81,487	19,926	13,199	6,726	0,510
162,975	19,879	13,199	6,680	0,506
325,949	19,779	13,199	6,579	0,498

Fuente: Elaboración propia

Figura 59. Gráfica e- log σ' muestra N° 4



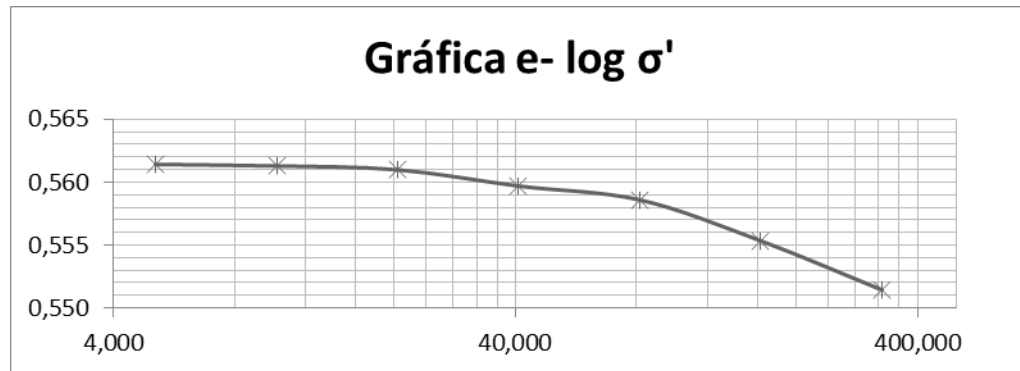
Fuente: Elaboración propia

Tabla 32. Resultados muestra N° 5

Muestra N° 5	GRAFICA DE RESULTADOS			
Esfuerzo (kN/m ²)	Final (H) (mm)	$H_s = W_s / (A * G_s * \gamma_w)$	$H_v = H - H_s$ (mm)	$e = H_v / H_s$
0,000	20,000	12,809	7,191	0,561
5,093	19,998	12,809	7,190	0,561
10,186	19,982	12,809	7,173	0,561
20,372	19,978	12,809	7,169	0,560
40,744	19,964	12,809	7,155	0,559
81,487	19,922	12,809	7,113	0,555
162,975	19,871	12,809	7,063	0,551
325,949	19,771	12,809	6,962	0,544

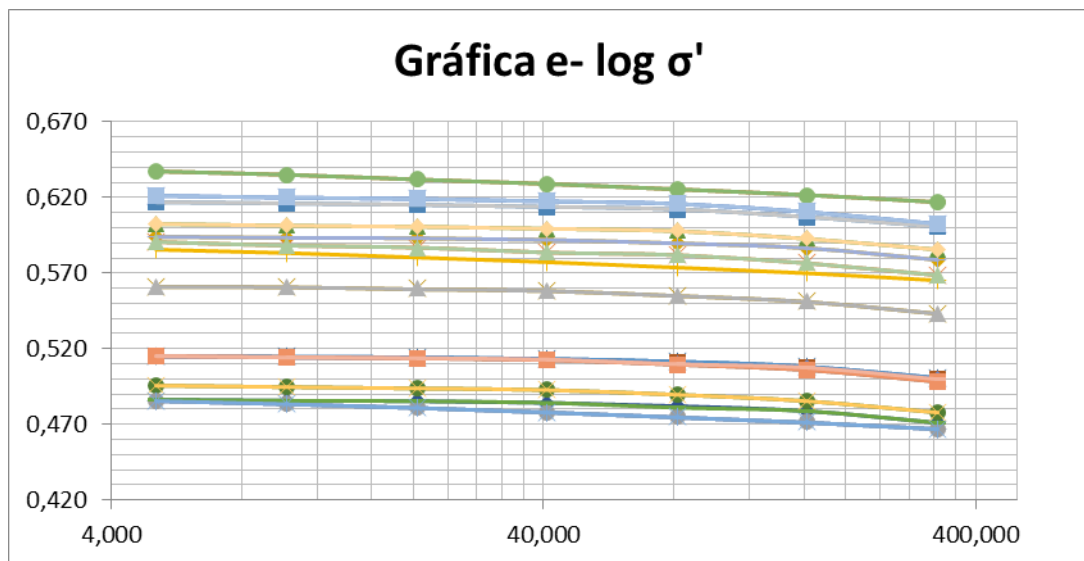
Fuente: Elaboración propia

Figura 60. Gráfica e- log σ' muestra N° 5



Fuente: Elaboración propia

Figura 61. Gráfica e- log σ' Totales



Fuente: Elaboración propia

4.8. Asentamientos.

Tabla 33. Asentamiento a 2 m de profundidad

Punto	Esfuerzo de preconsolidación	Esfuerzo Inicial	Índice de compresibilidad	Índice de recompresión	Relación de Vacíos	Incremento de Carga	Altura del Espécimen	Asentamiento
	σ'_c	σ_o	C_c	C_r	e_o	$\Delta\sigma$	H	S
	kN/m ²	kN/m ²				kN/m ²	m	m
1	110	41,18	0,023	0,009	0,0001	13,99	2	0,013
2	65	17,4	0,0117	0,009	0,066	13,99	2	0,014
3	85	17,26	0,0119	0,001	0,063	13,99	2	0,015
4	71	17,11	0,1014	0,005	0,066	13,99	2	0,025
5	125	16,48	0,0152	0,023	0,072	13,99	2	0,024
6	135	16,99	0,0125	0,012	0,007	13,99	2	0,023
7	115	17,36	0,0122	0,013	0,066	13,99	2	0,017
8	85	20,62	0,0106	0,021	0,051	13,99	2	0,015
9	95	21,15	0,0104	0,014	0,041	13,99	2	0,012
10	75	15,74	0,0363	0,011	0,003	13,99	2	0,011
11	120	16,18	0,032	0,019	0,007	13,99	2	0,013
12	125	18,02	0,0283	0,011	0,066	13,99	2	0,035
13	130	16,62	0,093	0,015	0,069	13,99	2	0,025
14	142	16,51	0,124	0,013	0,069	13,99	2	0,015
15	65	15,52	0,124	0,013	0,074	13,99	2	0,035
16	70	18,67	0,081	0,013	0,054	13,99	2	0,015
17	85	17,72	0,086	0,01	0,064	13,99	2	0,011
18	110	15,79	0,124	0,011	0,072	13,99	2	0,014
19	130	35,01	0,032	0,011	0,007	13,99	2	0,012
20	80	22,52	0,093	0,015	0,066	13,99	2	0,052
21	115	15,92	0,107	0,015	0,079	13,99	2	0,065
22	120	16,1	0,104	0,01	0,068	13,99	2	0,035
23	140	17,31	0,092	0,007	0,061	13,99	2	0,015
24	135	17,34	0,102	0,007	0,63	13,99	2	0,041
25	90	15,64	0,0104	0,015	0,074	13,99	2	0,025
26	95	20,19	0,193	0,009	0,58	13,99	2	0,035
27	85	14,52	0,124	0,015	0,007	13,99	2	0,041
28	70	16,34	0,081	0,013	0,066	13,99	2	0,013
29	115	21,05	0,086	0,013	0,079	13,99	2	0,015
30	120	18,51	0,189	0,014	0,057	13,99	2	0,035

Fuente: Elaboración propia

Figura 62. Resultados gráficamente.



Fuente: Elaboración propia

Con los datos de esfuerzo de preconsolidación, índices de recompresión, de compresibilidad y la relación de vacíos, así también con la carga de la estructura que nos arroja el cálculo estructural, se calculan los asentamientos que se presentan en las tablas anteriores.

Cuando se sabe que todas las muestras estudiadas nos dan que son muestras preconsolidadas en el cálculo de asentamiento solo se usa el coeficiente de recompresión.

Para 2 m de profundidad nos dan valores de asentamientos muy pequeñas, esto quiere decir que si se puede fundar a esa profundidad ya que no tendríamos problemas al colapso de la estructura. Y si se quiere hacer alguna obra como carreteras se debe hacer mejoramiento del suelo.

4.9 Justificación de la profundidad de la extracción de las muestras

La obtención de muestras inalteradas del suelo a una profundidad de aproximadamente 2 metros es fundamental para comprender las propiedades geotécnicas del estrato en el que se ubicarán las cimentaciones superficiales. Esta profundidad se selecciona considerando varios aspectos técnicos y de seguridad:

- Representatividad del estrato de soporte: A 2 metros de profundidad, generalmente se encuentra el estrato de suelo que soportará la carga de la estructura, permitiendo evaluar sus características físicas y mecánicas en condiciones cercanas a las que tendrá en servicio.
- Preservación de las propiedades originales del suelo: Las muestras inalteradas mantienen la estructura natural del suelo, incluyendo su estructura, humedad, compactación y otras propiedades que son cruciales para determinar su comportamiento ante cargas y asentamientos diferenciales.
- Precisión en el análisis de asentamientos: La evaluación de asentamientos diferenciales requiere datos precisos sobre la resistencia, compresibilidad y deformabilidad del suelo en el nivel de cimentación. Las muestras inalteradas proporcionan información confiable para realizar ensayos como el de corte, consolidación y otros que determinan estas propiedades.
- Identificación de posibles variaciones en el perfil: La extracción a esta profundidad permite detectar cambios en las propiedades del suelo, como la presencia de capas blandas, arcillas expansivas o materiales heterogéneos, que pueden influir en el comportamiento de la cimentación y en la distribución de asentamientos.
- Seguridad y diseño: Con datos precisos del suelo en esta profundidad, se puede diseñar una cimentación adecuada que minimice asentamientos diferenciales y garantice la estabilidad de la estructura a largo plazo.
- Profundidad de influencia de las cargas: Las cimentaciones superficiales transmiten las cargas estructurales al terreno en una zona relativamente cercana a la superficie. De acuerdo con la teoría clásica de distribución de tensiones

(Boussinesq), las tensiones generadas por la carga de la cimentación tienden a disiparse con la profundidad, siendo la mayor concentración en los primeros metros del suelo. En general, el terreno hasta una profundidad de 1,5 a 3 metros es el que experimenta los mayores esfuerzos y deformaciones verticales que causan asentamientos.

- Condiciones locales y tipo de edificación: En edificaciones de pequeña a mediana envergadura, con cargas moderadas y suelos competentes, es habitual ubicar la base de la cimentación entre 1.5 y 2.0 metros de profundidad, para garantizar:

- Protección contra erosión y socavación.
- Evitar efectos de humedad superficial o expansividad.
- Mejor capacidad portante.

Por tanto, 2 metros representa una profundidad representativa para este tipo de análisis, permitiendo evaluar tanto la capacidad portante como el comportamiento deformacional (asentamientos diferenciales) del suelo directamente afectado por las cargas.

- Economía y representatividad: Un estudio más profundo podría resultar innecesario y antieconómico si el terreno muestra una buena uniformidad y resistencia en los primeros metros, sin presencia de estratos débiles o compresibles a mayor profundidad.
- Conclusión de la Justificación: La profundidad de 2 metros para la toma de muestras es técnicamente adecuada y justificada en función de:
 - La profundidad habitual de cimentaciones superficiales.
 - La zona efectiva de influencia de las cargas.
 - La necesidad de evaluar adecuadamente los asentamientos diferenciales.

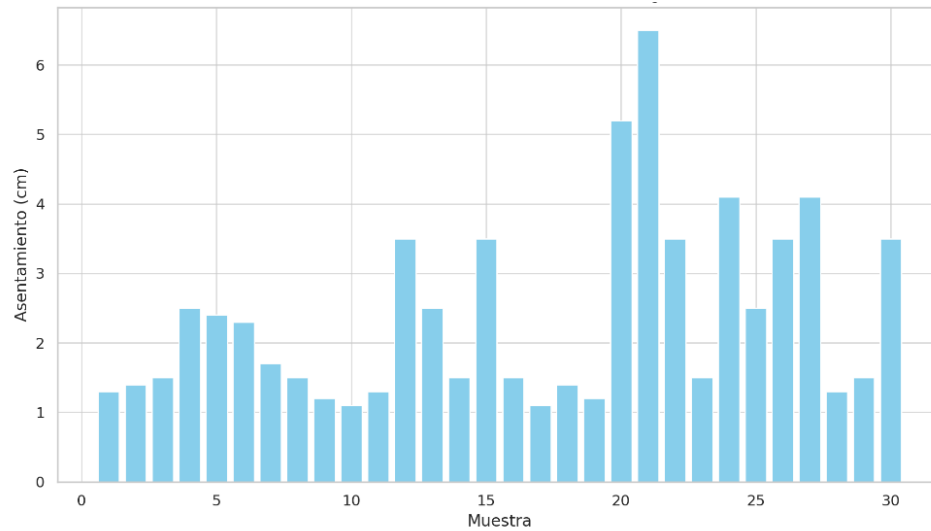
4.10. Relación de Resultados de los asentamientos diferenciales

Tabla 34. Asentamiento a 2 m de profundidad

PUNTO	S	S
	m	cm
1	0,013	1,3
2	0,014	1,4
3	0,015	1,5
4	0,025	2,5
5	0,024	2,4
6	0,023	2,3
7	0,017	1,7
8	0,015	1,5
9	0,012	1,2
10	0,011	1,1
11	0,013	1,3
12	0,035	3,5
13	0,025	2,5
14	0,015	1,5
15	0,035	3,5
16	0,015	1,5
17	0,011	1,1
18	0,014	1,4
19	0,012	1,2
20	0,052	5,2
21	0,065	6,5
22	0,035	3,5
23	0,015	1,5
24	0,041	4,1
25	0,025	2,5
26	0,035	3,5
27	0,041	4,1
28	0,013	1,3
29	0,015	1,5
30	0,035	3,5

Fuente: Elaboración propia

Figura 63. Distribución de asentamientos



Fuente: Elaboración propia

- Asentamiento promedio: 2,39 cm
- Asentamiento máximo: 6,5 cm
- Asentamiento mínimo: 1,1 cm
- Desviación estándar: 1,30 cm
- Coeficiente de variación: 54,5%

Se identificó que los valores de laboratorio están dentro de un rango aceptable, pero por debajo de los valores observados en campo.

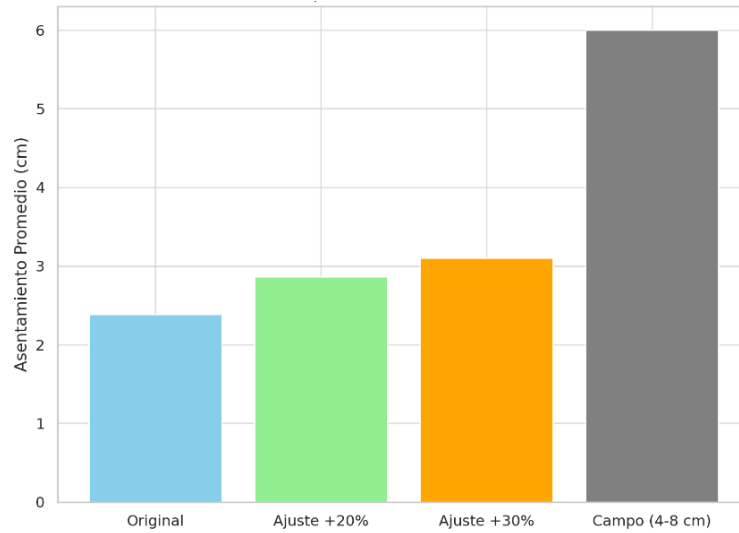
Tabla 35. Mayoración de los resultados

Condición	Asentamiento Promedio (cm)	Mínimo (cm)	Máximo (cm)
Laboratorio	2.39	1,1	6.5
Ajuste +10%	2.63	1.21	7.15
Ajuste +20%	2.86	1.32	7.80
Ajuste +30%	3,11	1.43	8.45
Ajuste +40%	3,35	1.54	9.10
Ajuste +50%	3,58	1.65	9.75
Asentamiento Real Típico (Campo)	4 - 8 cm		

Fuente: Elaboración propia

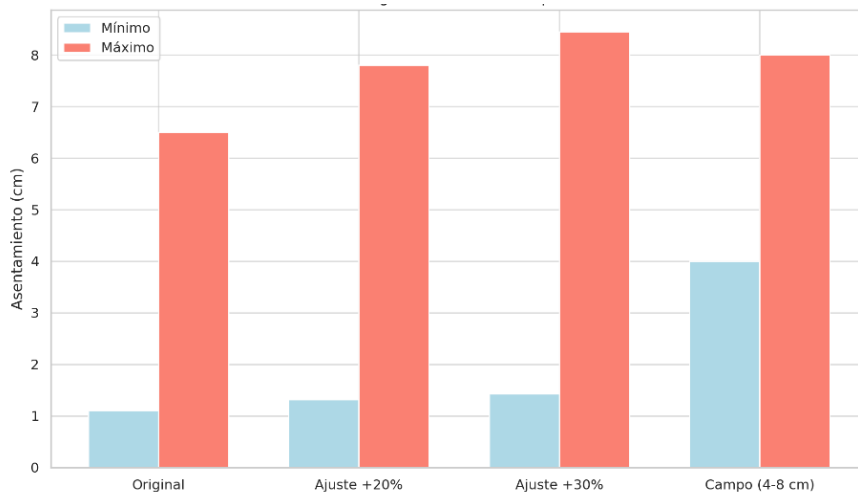
Esta tabla muestra cómo los valores de laboratorio, al ser corregidos con factores empíricos de 20% y 30%, se acercan a los rangos de asentamiento que se observan comúnmente en campo (4–8 cm), tal como recomiendan Terzaghi, Peck y experiencias prácticas.

Figura 64. Comparación de asentamientos promedios



Fuente: Elaboración propia

Figura 65. Comparación de asentamientos mayorados



Fuente: Elaboración propia

Los valores experimentales presentan un promedio de 2,39 cm, pero al aplicar los factores de corrección empírica, los resultados se acercan a los asentamientos reales observados en campo (4 - 8 cm).

Existe una alta variabilidad en los asentamientos debido a la heterogeneidad de los suelos finos.

Se observa que al 50% los valores del asentamientos máximo superan los 8 cm esto se debe a las condiciones reales que puede estar sometida la estructura por lo que se recomienda cambiar el tipo de fundación, por una fundación profunda o realizar estudios adicionales las cuales aseguren la vida útil de dicha estructura.

Los resultados son consistentes con los límites sugeridos por Terzaghi y Peck.

Valores Típicos de Asentamientos Reales (Comparación):

En suelos finos (arcillas-limos), los asentamientos en campo suelen variar entre 4 cm y 8 cm, y en casos desfavorables pueden superar los 10 cm si no se adoptan medidas de control.

4.11 Matriz de resultados.

Doble carta

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones.

- La investigación permitió determinar los asentamientos de suelos finos mediante el ensayo de consolidación unidimensional, aplicado para la predicción y diseño eficiente de cimentaciones superficiales en el barrio 24 de junio, Distrito 8, ciudad de Tarija. Este método permitió obtener los coeficientes necesarios para calcular asentamientos con mayor precisión, fortaleciendo el análisis de estabilidad para obras civiles en la zona..
- Se identificaron cuidadosamente los puntos de muestreo mediante un levantamiento visual estratégico, evitando inconvenientes con los vecinos y optimizando el acceso a los lugares de extracción. Para la ubicación exacta se utilizó un GPS, registrando las coordenadas UTM en cada punto.
- Las muestras inalteradas fueron extraídas a una profundidad promedio de 2 metros, utilizando herramientas manuales y, en casos de suelos más compactos, retroexcavadora. Esta metodología aseguró la representatividad y calidad de las muestras para los ensayos.
- Se clasifico los tipos de suelos que existen en la zona por los dos métodos tanto AASHTO como SUCS, dándonos como resultados un dominio de arcillas a la profundidad de 2 m. Con las 30 muestras obtenidas se aplicó el ensayo de consolidación unidimensional, usando el método de Taylor para la interpretación de resultados. Se determinaron parámetros clave como:

Coeficiente de consolidación

Índice de vacíos

Índice de compresibilidad

Índice de recompresión

Índice de expansión

Esfuerzo de preconsolidación

- El cálculo de los asentamientos arrojó un valor promedio de 2,39 cm, con valores máximos de hasta 6,5 cm. Aplicando factores de corrección empíricos, los asentamientos ajustados se ubicaron entre 2,86 cm y 3,10 cm, acercándose a los valores reales observados en campo (4 cm a 8 cm). Esto demostró la necesidad de siempre considerar márgenes adicionales en diseños basados en laboratorio.
- Para facilitar la comprensión y aplicación práctica de los resultados, se elaboró una tabla resumen con todos los datos calculados. Esta herramienta servirá de referencia para futuros proyectos o estudios en el área.
- Se destacó además la ventaja del uso del consolidómetro digital, el cual proporcionó resultados más precisos y minimizó los posibles errores humanos asociados al consolidómetro mecánico tradicional.
- Finalmente, se concluyó que los suelos del Distrito 8 de Tarija presentan características de limos y arcillas duras, poco expansivas y con capacidad adecuada para soportar cimentaciones superficiales siempre que se realicen los análisis y controles adecuados. Donde la adecuada caracterización de los suelos, combinada con una correcta interpretación de los resultados de laboratorio y campo, es esencial para la toma de decisiones en el diseño de cimentaciones superficiales.

5.2 Recomendaciones.

- Bajo el análisis del trabajo de campo, se recomienda que el ensayo se debe realizar por personal capacitado, en el área técnica como así también el procesamiento de datos obtenidos en el ensayo, debido a la interpretación de datos según el equipo que manejamos en laboratorio y con esto obtener valores de asentamientos que sean razonables.
- Se recomienda que cuando se realice la exploración para la identificación de los puntos se observe bien donde se realizara el ensayo, que cuente con espacio cómodo para trabajar, que no perjudique a los vecinos y si es un lote baldío será mucho mejor.

- Para la extracción de las muestras tomar en cuenta que tienen que ser inalteradas, por eso es recomendable tratar que las muestras no se fisuren o pierdan humedad, siempre usar papel fil ya que este mantiene la humedad de la muestra, transportarlo con mucho cuidado hasta el laboratorio y al momento de tallar hacerlo con la mayor delicadeza y precisión posible.
- Durante el proceso del consolidómetro mecánico hay que tener en cuenta que el aparato debe estar en un lugar rígido y sin que llegue la luz solar porque afecta a la muestra mientras está en saturación con agua.
- Tener en cuenta que en el uso del consolidómetro digital hay que tener en cuenta que el aparato reconozca el USB para el uso donde se guardará los datos de la prueba caso contrario se perderá y tendríamos una pérdida de una prueba.
- En el programa colocar el tiempo de los puntos de gráfica más lejano así se evita tener una gran cantidad de datos para poder realizar la gráfica, lo más recomendable sería cada 10 o 15 minutos los puntos que daría para la gráfica.
- En el tiempo que corre el programa para realizar la prueba con las diferentes presiones se debería colocar un tiempo de 1 hora para cada presión así se podría colocar más cantidades de presiones con la cual se podría tener las cantidades de datos.
- Con el método de Taylor se pudo realizar la reducción del tiempo de las pruebas de consolidación mecánica pero como existía más compañeros que necesitan el aparato se tenía poco tiempo para realizar más cantidades de pruebas.
- Realizar los distintos ensayos con mucha responsabilidad, cumpliendo los distintos procesos que requieren para cada uno de los ensayos y así tener valores razonables.

