CAPÍTULO I

GENERALIDADES

CAPÍTULO I
GENERALIDADES

1.1 Introducción

Se pretende encontrar o calcular la carga última de los suelos del distrito 12 de la ciudad de Tarija, y también independientemente se estimará o determinará el valor de la resistencia al corte, a diferentes profundidades (1, 2 y 3 metros) respectivamente distribuidos en todo el mencionado distrito, utilizando como herramienta para la obtención de datos, el ensayo de compresión no confinada conocido también como ensayo de compresión uniaxial o simple, ya que este método permite obtener un valor de carga última del suelo, el cual, como se verá más adelante se relaciona con la resistencia al corte del suelo y entrega un valor de carga o resultado conservador.

En la zona del Distrito 12 de la ciudad de Tarija no se cuenta con un estudio de suelos que determinen la carga última (qu) y la resistencia al corte, tampoco se muestra las zonas inestables que presenten riesgos. Habitantes del lugar realizan construcciones sin tener un estudio de suelo adecuado de los lugares en donde requieren fundar, ya que instituciones a cargo no brindan información técnica validada para la construcción de diferentes obras civiles.

Con este proyecto de investigación se quiere determinar la carga última y resistencia al corte a través de los ensayos de compresión no confinada de los suelos del distrito 12 de la ciudad de Tarija, en puntos en los que se considere ser estudiados, de toda el área de este distrito.

La teoría académica que aporta al desarrollo del presente trabajo, se fundamenta en la obtención de la carga última de rotura a la compresión y resistencia cortante mediante el ensayo unidimensional de compresión no confinada; la aplicación práctica es mediante un mapeo de puntos de ensayo en el distrito 12, de tal manera que los valores técnicos puedan ser utilizados para los fines pertinentes; por último, el trabajo tiene un gran impacto social, debido a que zonifica datos importantes que ayudan a los ingenieros para la construcción de las diferentes obras civiles que se desarrollan en la zona del distrito 12.

1.2 Antecedentes

Algunas investigaciones realizadas dentro del Distrito 12, han determinado que los suelos en el barrio Miraflores son suelos del grupo A-7 (Ríos G. 2014), en el barrio San Blas se determinó que se tiene suelos del grupo A-5 (Velásquez P. 2014), que ratifica la presencia de suelos finos en el distrito según la clasificación de suelos AASTHO dentro de la que se encuentra como suelos finos de los grupos de suelos A-5 y A-7-5. Esto hace que los suelos sean menos resistentes más inestables.

Este proyecto trata de abordar una problemática existente, en el distrito 12 de la ciudad de Tarija, por el gran crecimiento y las innumerables construcciones de obras civiles que se está realizando, por dicho potencial que se presenta en esta zona, por la cual se pretende realizar una caracterización de los suelos y posterior el ensayo de compresión no confinada de los suelos cohesivos existentes, para obtener valores representativos de dicho lugar, ya que este distrito carece de información o estudios de suelos confiables para la construcción de obras civiles.

En la ciudad de Tarija principalmente se cuenta con la presencia de suelos finos, es decir limos y arcillas, que, por sus características de contracción, expansividad, etc. resultan ser más inestables y menos resistentes.

1.3 Justificación del Proyecto

1.3.1 Justificación académica

El presente trabajo, se fundamenta en la obtención de la carga última de rotura de probetas o pastones, de suelos que sean cohesivos, para que estos suelos puedan ser remoldados y así poder obtener datos a la compresión y resistencia cortante mediante el ensayo unidimensional de compresión no confinada del distrito 12 de la ciudad de Tarija.

1.3.2 Justificación sobre la aplicación técnica - práctica

Los datos obtenidos en este proyecto de investigación, se los plasmará y dará una aplicación práctica mediante la elaboración de un mapeo de puntos de ensayos, en todo el distrito 12, de tal manera que los valores técnicos obtenidos puedan ser utilizados para diferentes fines pertinentes, que los ingenieros consideren con la elaboración de este mapeo.

1.3.3 Justificación e importancia social

Este proyecto de investigación tiene un gran impacto social, ya que facilitará en el futuro, a instituciones del estado como por ejemplo a la municipalidad de la ciudad de Tarija, debido a que zonifica datos importantes, y que se les podrá brindar parámetros de diseño a los ingenieros para posteriores construcciones de obras civiles que se desarrollarán en la zona del distrito 12 de la ciudad de Tarija. Se beneficiarían también las empresas constructoras, ya que se facilitará la realización de estudios de mecánica de suelos para el desarrollo de diferentes proyectos dentro de la zona, así como también ayudará a futuras investigaciones que se realicen en este lugar, ya que tendrá un valor representativo de datos técnicos, realizados con el ensayo de compresión no confinada.

1.4 Planteamiento del problema

1.4.1 Situación problémica

El ensayo de compresión no confinado es un método rápido y de amplio uso para determinar el parámetro de resistencia no drenado Cu del suelo saturado arcilloso. En este ensayo no drenado, se aplica un esfuerzo axial mediante una prensa a una probeta de suelo cohesivo que puede ser inalterada o remoldeada. La probeta no está sometida a una presión isotrópica de confinamiento alrededor de ella. La preparación de la probeta, el montaje del vástago y el anillo de carga es similar al de los ensayos triaxiales. Para determinar el parámetro no drenado Cu, se recolectan periódicamente valores de los deformimetros que controlan el anillo de carga y la deformación vertical de la probeta. Según norma ASTM D- 2166 y AASHTO T- 208.

Se quiere conocer los valores de la carga última y la resistencia cortante para emplazarlos en un mapa que corresponde a la zona del distrito 12 de la ciudad de Tarija, con información técnica validada para los ingenieros, en la elaboración de diseños de obras civiles en dicha área de estudio.

La ciudad de Tarija está teniendo un crecimiento acelerado de su población, más genéricamente en el distrito 12, lo cual ha generado que se desarrollen nuevas construcciones, como viviendas unifamiliares, urbanizaciones, y muy pocas de ellas cuentan con el estudio de suelos adecuado**,** ya que las instituciones a cargo tampoco

regulan estos estudios, evidenciando problemas a lo largo en las construcciones, como ser; fisuras, asentamientos, deformaciones, etc.

Al establecer una zona para un mapeo con parámetros del suelo; es necesario conocer el valor de los datos y por ello es necesario "determinar" sus valores mediante el ensayo de compresión no confinada, extrayendo muestras en una zona determinada como ser: el distrito 12 de la ciudad de Tarija.

1.4.2 Delimitación temporal

Tabla 1.1. Línea de tiempo del proyecto de investigación

Fecha aproximada	Evento	¿Cómo tributa este dato?
5/11/2020	Exploración de campo	Verificación de todo el distrito 12
20/11/2020	Planificación	Planteamiento para proponer un estudio de suelos del distrito 12
5/12/2020	Se da procedente a la propuesta	Junta de departamento
15/12/2020	Se aprueba la asignatura CIV-501	Perfil aprobado en sus diseños; teórico y metodológico
24/2/2021	Comienzo de la extracción de muestras	Sondeos en los puntos seleccionados en campo
20/4/2021	Comienzo de los trabajos de gabinete	Caracterización de los suelos y Determinación de la Carga última y Resistencia al Corte con el ensayo de Compresión no Confinada
18/11/2023	Entrega de borrador	Borrador completo para ser revisado y aprobado por el docente
30/11/2023	Pre defensa	Pre defensa con tribunales

Fuente: Elaboración propia

1.4.3 Delimitación del espacio

La investigación y toma de muestras se realizó en el Distrito 12 de la ciudad de Tarija, específicamente en los barrios San Blas, Miraflores, German Bush, San Martin, y Aranjuez, dicho distrito abarca un área de 611.64 ha.

Área temática: área urbana, tráfico vehicular

Lugar o zona de aplicación: zona central de Tarija con parte periférica

Aplicación: para diferentes obras civiles, edificaciones, viviendas unifamiliares puentes, etc.

1.4.4 Formulación del problema

¿De qué manera se puede determinar un mapeo con la carga última y resistencia cortante de la compresión no confinada en el distrito 12 de la ciudad de Tarija?

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo general

Determinar la carga última y resistencia al corte a través del ensayo de compresión no confinada, de los suelos del distrito 12 de la ciudad de Tarija, con el fin de establecer un mapeo del mismo.

1.5.2 Objetivos Específicos

- Identificar las zonas de muestreo. (distrito 12 de la ciudad de Tarija)
- Determinar un método adecuado para la extracción de muestras inalteradas
- Establecer datos físico-mecánicos de los suelos del distrito.
- Evaluar muestras con el ensayo de compresión no confinada
- Analizar los resultados obtenidos.

1.6 Hipótesis

El muestreo aleatorio de suelos en la zona del distrito 12 de la ciudad de Tarija, define un mapeo confiable de la carga última y su resistencia cortante.

1.7 Conceptualización y operacionalización de variables

Este proyecto de investigación tiene variable única, por lo que está relacionada con la condición actual en la que se encuentra el elemento de investigación.

Tabla 1.2. Identificación de variables

Variable	Concepto	Dimensión	Indicador	Valor/acción
Carga última	El ensayo de compresión no confinado obtiene un valor de carga última de los suelos, este ensayo es aplicado solo en materiales cohesivos que no expulsan agua durante la etapa de ensayo, ya que en un suelo carente de cohesión no puede formarse una probeta sin confinamiento lateral	Resistencia Cortante	(kpa)	Producto derivado de la obtención de la carga última
		Cohesión	(Suelo Arcilloso)	Suelos arcillosos inalterados remoldados

Fuente: Elaboración propia

1.8 Alcance y tipo de investigación

Siguiendo la secuencia para determinar el alcance de este proyecto de investigación, tenemos que la variable mencionada no sufre ningún tipo de manipulación, por lo que se refiere a un diseño no experimental, ya que solo recolectamos datos con los ensayos realizados, sin alterar las muestras de suelos extraídas en campo, tratándose de un momento único transeccional transversal y exploratorio, y que también al tratarse de una variable única, en donde no se pretende proponer mejoras al suelo del área en estudio (distrito 12 de la ciudad de Tarija), este proyecto de investigación es de tipo descriptivo, y con la ayuda del ensayo de compresión no confinada, llamado también uniaxial o simple, se determinarán valores para dicho proyecto.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II
MARCO TEÓRICO

2.1. Marco Conceptual

2.1.1. Mecánica de suelos

La mecánica de suelos es una disciplina de la ingeniería que tiene por objeto el estudio de una serie de métodos que conducen, directa o indirectamente, al conocimiento del suelo en los diferentes terrenos sobre los cuales se van a erigir estructuras de índole variable. La enorme importancia de su conocimiento por el ingeniero moderno ha sido y es demostrada a diario con hechos por todos conocidos. El tratar de iniciar cualquier construcción sin llevar a cabo, primero, un estudio del suelo, es quizá uno de los mayores riesgos que pueden correrse en el campo de la ingeniería. Es imposible proyectar una cimentación adecuada para una estructura sin conocer el carácter del suelo que se encuentra bajo ella, ya que, en definitiva, es dicho suelo el que soportará la carga. (Crespo Villalaz, 2004)

2.1.2. Suelos

En el sentido general de la ingeniería, el suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y el gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y sirve para soportar las cimentaciones estructurales. Por eso los ingenieros civiles deben estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad de drenaje de agua, comprensibilidad, resistencia al cortante, capacidad de carga, y otras más. (Braja M. Das 2010)

2.1.3. Formación de los Suelos

Los suelos se forman a partir de la meteorización física y química de las rocas. La meteorización física implica reducción de tamaño sin ningún cambio en la composición original de la roca madre. Los principales agentes responsables de este proceso son la exfoliación, erosión, congelación y descongelación.

La meteorización química causa tanto reducciones de tamaño como alteraciones químicas de la roca madre original. Los principales agentes responsables de la

meteorización química son la carbonatación por hidratación y la oxidación. A menudo, la meteorización química y física se producen al mismo tiempo.

Los suelos que permanecen en el lugar de la meteorización se denominan suelos residuales. Estos suelos retienen muchos de los elementos de la roca madre. Los suelos aluviales, también llamados suelos fluviales, son suelos que fueron transportados por ríos y arroyos. La composición de estos suelos depende del entorno en el que fueron transportados y, a menudo, es diferente de la roca madre. El perfil de los suelos aluviales suele estar formado por capas de diferentes suelos. (Budhu, 2011)

2.1.4. Tipos de Suelos

De acuerdo con el origen de sus elementos, los suelos se dividen en amplios grupos, a continuación, se describen los suelos más comunes con los nombres generalmente utilizados por el ingeniero civil para su identificación:

- **Gravas**: Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas las gravas sufren desgaste en sus aristas y son, por lo tanto, redondeadas. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas.
- **Arenas**: La arena es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2mm y 0,05 mm de diámetro. El origen y la existencia de las arenas es análoga a la de las gravas: las dos suelen encontrase juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla.
- **Limos**: Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo orgánico como el que suele encontrase en los ríos, siendo en este último caso de características plásticas. El diámetro de las partículas de limos está comprendido entre 0,05 mm y 0,005 mm. su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su comprensibilidad muy alta.

- **Arcillas**: Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas con diámetro menor de 0,005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en no pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de estos minerales es, generalmente, cristalina y complicada, y sus átomos están dispuestos en forma laminar.
- De hecho, se puede decir que hay dos tipos clásicos de tales láminas: uno de ellos del tipo silícico y el otro tipo aluminio. (Crespo Villalaz, 2007)

2.1.4.1. Suelos cohesivos y suelos no cohesivos

Una característica que hace muy distintivos a diferentes tipos de suelos es la cohesión. Debido a ella los suelos se clasifican en suelos cohesivos y no cohesivos. Los suelos cohesivos son los que poseen cohesión, es decir, la propiedad de atracción intermolecular, como las arcillas. Los suelos no cohesivos son los formados por partículas de roca sin ninguna cementación, como la arena y la grava. (Crespo Villalaz, 2007)

2.1.5. Resistencia cortante del suelo

La resistencia cortante de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él. Los ingenieros deben entender la naturaleza de la resistencia cortante para analizar problemas de estabilidad del suelo, tales como capacidad de carga, estabilidad de taludes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras. (Braja M. Das, 2010)

La resistencia al corte del suelo no puede considerarse como un parámetro único y constante, ya que depende de su naturaleza, estructura, enlaces, nivel de deformaciones, etc., así como, muy especialmente, de su estado tensional y de la presión del fluido que rellena sus poros (agua o agua y aire).

El criterio de rotura en suelos más difundido deriva del propuesto por Coulomb, que relaciona tensiones efectivas normales y tensiones tangenciales actuando en cualquier plano del suelo. (Gonzales de Vallejo, 2002)

2.1.6. Criterios de falla Mohr-Coulomb

Mohr (1900), presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo

cortante, y no solo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Así entonces, la relación fundamental entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla. (Braja M. Das, 2010)

$$\tau_f = f(\sigma)$$

Donde τ_f = Esfuerzo cortante sobre el plano de falla

σ = Esfuerzo normal sobre el plano de falla

La modelación o representación matemática del fenómeno de falla al cortante, en un deslizamiento, se realiza utilizando las teorías de la resistencia de materiales.

Las rocas y suelos al fallar al cortante, se comportan de acuerdo con las teorías tradicionales de fricción y cohesión, según la ecuación de Coulomb:

Esta ecuación se escribe como:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) * tan(\emptyset')$$

Donde:

τ = Esfuerzo de resistencia al corte

c' = Cohesión o cementación efectiva

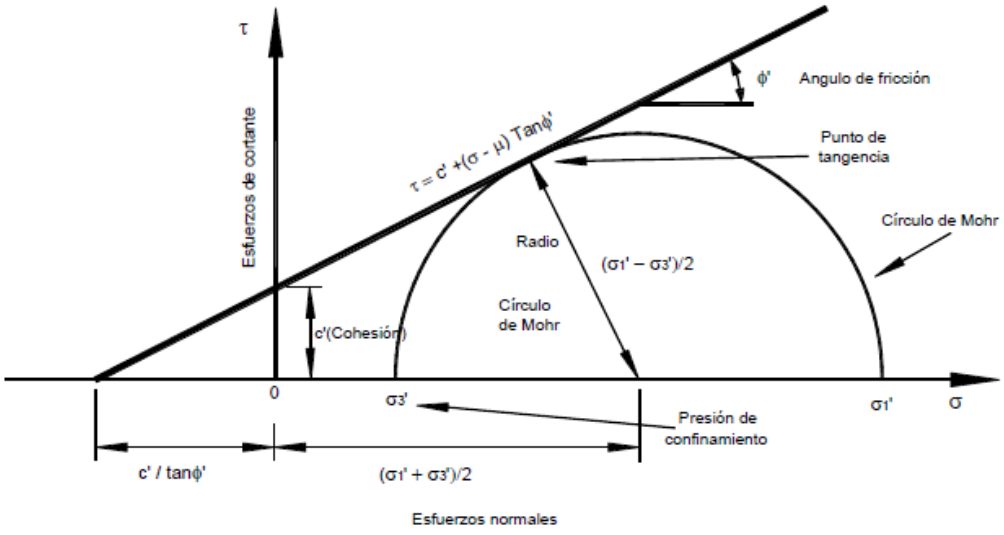
σ = Esfuerzo normal total

μ = Presión del agua intersticial o de poros

En la figura 2.1. se muestra la representación gráfica de la ecuación de Coulomb. El análisis de la ecuación de Coulomb requiere conocer los parámetros, el ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo. La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo que depende de las presiones internas o de poros de acuerdo con la ecuación de Coulomb, en la cual el factor μ está restando al valor de la presión normal total.

A la presión resultante, se le conoce con el nombre de presión efectiva σ'. (Suarez, 2009)

Figura 2.1. Representación gráfica de la ecuación de Coulomb



Fuente: Deslizamientos (Suarez, 2009)

2.1.7. Parámetros de resistencia al cortante

2.1.7.1. Ángulo de fricción

Es el resultado de la fricción mecánica entre los granos de un suelo, principalmente de su entrelazamiento.

El ángulo de fricción en suelos granulares secos coincide con el de reposo. Todos los suelos poseen fricción. Sin embargo, a los suelos arcillosos con fricción muy baja o despreciable, se les denomina suelos cohesivos: Ø = 0.

El ángulo de fricción depende de varios factores, entre ellos algunos de los más importantes son: tamaño de los granos, forma de los granos, distribución de los tamaños de grano y densidad (Suarez, 2009)

La cohesión es la capacidad que tienen las partículas de la masa del suelo para permanecer unidas debido a las fuerzas de atracción que se presentan según el porcentaje de humedad.

Es una medida de cementación o adherencia entre las partículas del suelo. La cohesión en la mecánica de suelos, es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación entre las partículas, mientras que, en la física, este término se utiliza para representar la resistencia a la tensión.

En los suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a cero y a estos suelos se los denomina suelos friccionantes o “no cohesivos” (C = 0).

En los suelos no saturados, la tensión debida a la succión del agua en los poros, produce un fenómeno de adherencia entre partículas por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión “aparente” desaparece con la saturación. (Suarez, 2009)

2.1.8. Ensayos en laboratorio para estimar la resistencia cortante.

La determinación precisa de la resistencia al cortante en suelos, es posible en algunas circunstancias realizando ensayos en situ, pero la forma más común de obtener la resistencia al cortante, son los ensayos de laboratorio. No obstante, los valores de resistencia al cortante determinados en los ensayos de laboratorio, dependen de factores tales como la calidad de las muestras, su tamaño y el método de ensayo. (Suarez, 2009)

Los principales ensayos para determinar la resistencia al corte son:

- Ensayo de corte directo
- Ensayo de compresión no confinada
- Ensayo triaxial

Cada uno de los ensayos es adecuado para determinar la resistencia de los suelos, pero para este proyecto nos enfocaremos en la prueba de compresión simple o también llamada prueba de compresión no confinada.

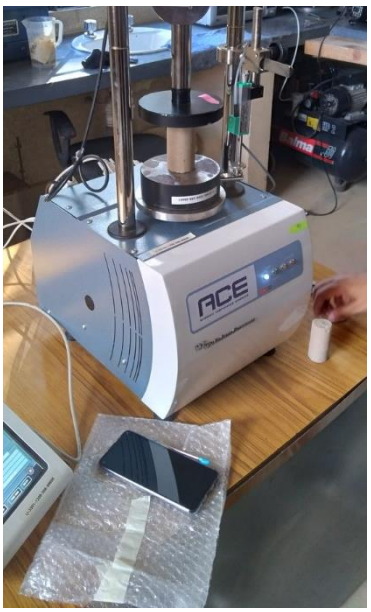
2.1.9. Ensayo de compresión no confinada

El ensayo de compresión no confinada proviene de una muestra cilíndrica con una relación de diámetro longitud 1:2. La muestra es comprimida axialmente hasta que ocurre la falla.

La resistencia al cortante se asume que es igual a la mitad de la resistencia a la compresión.

Este ensayo es utilizado con frecuencia para conocer la resistencia no-drenada de los suelos cohesivos. Debe tenerse en cuenta que los resultados son expresados en términos de esfuerzos totales, debido a que no se mide ningún tipo de presión de poros y los ensayos en limos o arenas o materiales fisurados no tienen ninguna validez. El ensayo es solo aplicable a suelos cohesivos que no permiten la salida de agua durante el proceso de carga. (Suarez, 2009)

Figura 2.2. Equipo para la prueba de compresión no confinada



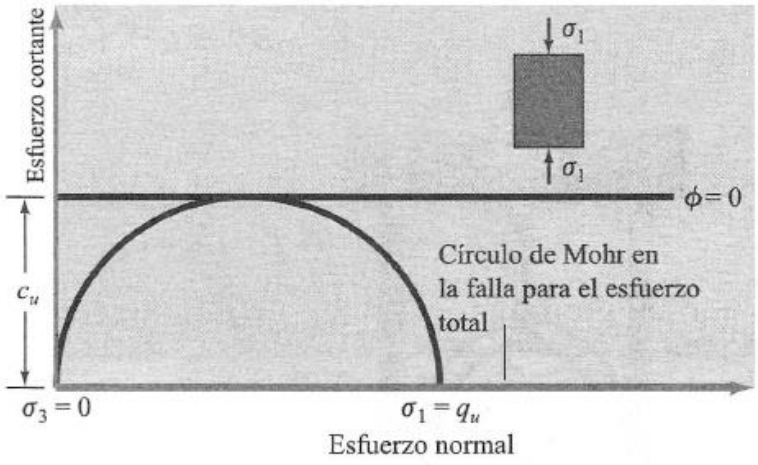
Fuente: Elaboración propia

Cuando se introdujo por primera vez el método de ensayar muestras de suelo cohesivo recuperadas con tubos del campo de compresión simple, fue aceptado ampliamente como un medio para determinar rápidamente la resistencia al corte de un suelo. Utilizando la construcción del círculo de Mohr, es evidente que la resistencia al corte o cohesión de una muestra de suelo puede ser calculada aproximadamente como:

$$C = \frac{q_u}{2}$$

Donde “qu” se utiliza siempre como el símbolo para representar la resistencia a la compresión no confinada del suelo. Este círculo se basa en el hecho que el esfuerzo principal menor σ3 es cero (atmosférico) y que el ángulo de fricción interna φ del suelo, se supone cero. (Bowles, 1980)

Figura 2.3. Círculo de Mohr en una prueba de compresión simple



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica (Braja M. Das, 2010*)*

El ensayo es muy rápido, y aunque la probeta esté en contacto directo con el aire, por la rapidez con que se alcanza la rotura y por la impermeabilidad de los suelos ensayados con este procedimiento, se puede suponer que no se produce disipación de las presiones intersticiales generadas en el interior de la muestra.

En este ensayo se mide el incremento de tensión total vertical y la deformación axial, siendo habitual representar la curva tensión – deformación correspondiente. En función a la resistencia a la compresión no confinada, las arcillas pueden clasificarse según la tabla 2.1. (Gonzales de Vallejo, 2002)

Tabla 2.1. Clasificación de las arcillas en función de su resistencia

Consistencia de la arcilla	Resistencia a la compresión simple (kpa)
Muy blanda	< 25
Blanda	25-50
Medianamente firme	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	>400

Fuente: Ingeniería Geológica (Gonzales de Vallejo, 2002)

En todos los casos, esta prueba de laboratorio solamente puede utilizar como un estimado aproximado de la resistencia en el sitio, debido a la incertidumbre asociada con el ensayo, el muestreo y su preparación. (Suarez, 2009)

2.1.10. Importancia y usos del ensayo

El objetivo básico del ensayo de compresión no confinada es obtener, de manera rápida, un valor a la resistencia a la compresión de aquellos suelos que tienen la cohesión suficiente para ser ensayados en condición inconfinada.

Muestras de suelos con estructuras pulidas o fisuradas, algunos tipos de loess, arcillas muy blandas, suelos secos y friables y materiales estratificados, o muestras que contienen una cantidad significativa de limo o arena, o ambos (todos los cuales exhiben propiedades normalmente cohesivas), presentan frecuentemente una mayor resistencia al corte cuando se ensayan. También los suelos saturados presentan, normalmente, resistencias al corte diferentes cuando se ensayan.

La sensibilidad de material se puede determinar si se llevan a acabo ensayos sobre la misma condición inalterada y alterada. Este método de determinación de la sensibilidad es adecuado solo para suelos que pueden mantener una forma estable en estado remoldeado. (Invias, 2012)

2.1.11. Causas de errores de la prueba de compresión no confinada

El ensayo de compresión no confinada presenta algunos errores, por ciertas razones, como ser:

- El efecto de la restricción lateral, provista por la masa de suelo sobre la muestra, se pierde cuando la muestra es removida del terreno. Existe sin embargo la opinión de que la humedad del suelo le provee un efecto de tensión superficial (o confinamiento) de forma que la muestra está algo “confinada”. Este efecto debería ser más pronunciado si la muestra está saturada o cercana a ella. Este efecto dependerá también de la humedad relativa del área del experimento, lo cual hace su evaluación cuantitativa más difícil.
- La condición interna del suelo (grado de saturación, presión del agua de los poros bajo esfuerzos de deformación y efectos de alteración del grado de saturación) no pueden controlarse.

- La fricción de los extremos de la muestra producida por las placas de carga origina una restricción lateral sobre los extremos que altera los esfuerzos internos en una cantidad desconocida. (Bowles, 1980)

2.1.12. Características de las muestras

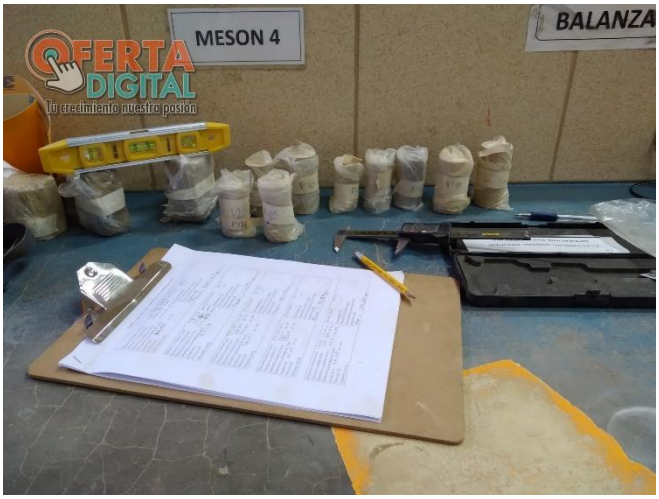
Los especímenes deben tener un diámetro mínimo de 30 mm (1,3") y la mayor partícula contenida en ellos debe ser menor que 1/10 del diámetro del espécimen. Para muestras que tengan un diámetro de 72 mm (2,8") o mayores, el tamaño máximo de partícula debe ser menor que 1/6 del diámetro del espécimen.

La relación de altura/diámetro se debe encontrar entre 2 y 2,5.

El ensayo se puede realizar tanto en muestras inalteradas como remoldeadas o compactadas. Las muestras inalteradas se deben manejar cuidadosamente para prevenir cualquier alteración, cambios en la sección transversal o pérdidas en el contenido de agua. Siempre que sea posible se deben preparar los especímenes labrados a partir de muestras intactas de mayor tamaño, en un cuarto de humedad controlada.

Las muestras remoldeadas se pueden preparar a partir de una muestra inalterada o a partir de una muestra alterada, siempre y cuando sea representativa de la muestra inalterada fallada. (Invias, 2012)

Figura 2.4. Muestras talladas en laboratorio



Fuente: Elaboración propia

2.2. Marco Normativo

2.2.1. Contenido de humedad

(DOCUMENTO DE REFERENCIA ASTM D2216)

El contenido de humedad de una masa de suelo está formado por la suma de sus aguas, siendo estas la capilar, higroscópica y gravitacional.

Este ensayo determina el contenido de agua por mas de suelo, roca y mezclas de suelo.

La importancia del contenido de agua que presenta un suelo, es una de las características más importantes para explicar el comportamiento de este, por ejemplo, cambios de volumen, estabilidad mecánica, cohesión, etc.

El procedimiento consiste en determinar el tamaño máximo nominal, se debe pesar la muestra y el peso del recipiente, se debe registrar los pesos por aparte, luego se toma la muestra y se la lleva al horno a una temperatura constante de ±105°C, hasta conseguir que el peso de muestra registre masa constante y se registra el resultado obteniendo el porcentaje de humedad.

$$\%w = \frac{Ww}{Wss} * 100$$

Donde:

%w = Contenido de humedad, en por ciento

Ww = Peso del agua presente en el suelo

Wss = Peso del suelo después de secado al horno

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:
- Agua higroscópica: Es la que absorbe un suelo de la humedad del aire
- Agua capilar: Es la retenida por efecto de la tensión superficial.

Metodología

Es necesario entender que a un suelo húmedo se le debe aplicar calor a temperaturas que superen los 100 ºC para que se garantice que el agua que se encuentra dentro del suelo se evapore secándolo.

Actualmente se utilizan varios métodos para calcular el contenido de humedad, teniendo resultados variados, pero es preciso definir que el primero de los métodos que mencionaremos a continuación en una lista es el estandarizado, por lo que los demás deberían considerar al mismo como base de una posible calibración o corrección.

Métodos estandarizados

- Método horno
- Método Speedy

Métodos no estandarizados

- Método de la hornalla
- Método del alcohol

2.2.2. Análisis granulométrico

(DOCUMENTO DE REFERENCIA ASTM D422)

Este ensayo determina de forma cuantitativa el tamaño de las partículas del suelo contenido en cada uno de los tamices definidos en la norma y nos sirve para clasificar el suelo de acuerdo a la distribución granulométrica de las partículas que conforman la muestra de suelo que se esté estudiando.

El procedimiento consiste en acomodar los tamices de forma descendente dejando arriba el de mayor abertura y dejas pasar las partículas hasta llegar al de menor abertura para después pesar el suelo retenido en cada tamiz y con estos datos se genera una grafica que muestra la distribución de los tamaños y el porcentaje que pasa y es llamada como curva granulométrica.

Para los suelos en los cuales mas del 10 al 12 % del material pase a través del tamiz N° 200, es necesario también hacer un análisis de hidrómetro.

El principal objetivo del análisis de hidrómetro es obtener el porcentaje de arcilla, ya que la curva de distribución granulométrica, cuando mas del 12 % pasa el tamiz N° 200, no es utilizado como criterio dentro de ningún sistema de clasificación de suelos y no existe ningún de conducta particular del material que dependa intrínsecamente de la forma de dicha curva.

El análisis hidrométrico se basa en la ley de Stokes, la cual relaciona la velocidad de una esfera, cayendo libremente a través de un fluido, con el diámetro de la esfera.

Se asume que la ley de Stokes puede ser aplicada a una masa de suelo dispersado, con partículas de varias formas y tamaños.

El hidrómetro se usa para determinar el porcentaje de partículas de suelos dispersados, que permanecen en suspensión en un determinado tiempo. Para ensayos de rutina con fines de clasificación, el análisis con hidrómetro se aplica a partículas de suelo que pasan el tamiz de 2.00 mm (N°10) para suelos granulares.

Cuando se quiere más precisión, el análisis con hidrómetro se debe realizar a la fracción de suelo que pase el tamiz de 75 pm (N°200) para suelos finos. (Texto guía laboratorio UAJMS).

Cálculos:

- Corrección de las lecturas del Hidrómetro
- Corrección por menisco (cm)

  Hidrómetro tipo 152 H: cm=1.0 g/litro
- Lectura de Hidrómetro corregida

$$R = R' + cm$$

- Corrección por temperatura (ct)

$$Rc = R + Ct$$

- Cálculo del diámetro de las partículas

$$D(mm) = K\sqrt{\left(\frac{L}{T}\right)}$$

- Cálculo del porcentaje más fino

$$\%\ mas\ fino = \frac{100 * a * Rc}{Ws}$$

2.2.3. Consistencia de los suelos

(DOCUMENTO DE REFERENCIA ASTM D 4318)

Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir 4 estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en **estado sólido**, cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados

de **semisólido**, **plástico**, y finalmente **líquido**. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

Partiendo de la hipótesis de que la pendiente de la relación número de golpes ha contenido de agua representada a escala semilogarítmica es una línea recta, en la cual el límite líquido puede ser obtenido a partir de cualquier punto de la curva, lambe ha sugerido el empleo de la siguiente expresión:

$$L.L = w * \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$$

Donde:

LL = Límite líquido calculado de suelo.

W = Porcentaje de humedad arbitraria del suelo con respecto al peso seco.

N = Número de golpes necesarios para cerrar la ranura en la copa de casa grande, correspondiente a w.

Los límites líquido y plástico han sido ampliamente utilizados en todas las regiones del mundo, principalmente con objetivos de identificación y clasificación de suelos.

Límite líquido (LL): el límite líquido es el contenido de humedad del suelo, expresado en porcentaje, cuando se halla en el límite entre los estados líquido y plástico.

Para la realización del ensayo se procesa la muestra de suelo para remover cualquier porción retenida en el tamiz de 425 μm (No.40). El límite líquido se determina mediante tanteos, en los cuales una porción de muestra se esparce sobre el aparato o cuchara de Casagrande que se divide en dos partes con un ranurador, permitiendo que esas dos partes fluyan como resultado de los golpes recibidos por la caída repetida de la cuchara sobre su base normalizada. Se debe realizar 3 o más tanteos sobre un rango de contenidos de agua.

Límite plástico (LP): el límite plástico es el contenido de agua del suelo, expresado en porcentaje, es la humedad del suelo en el límite plástico y semisólido.

El límite plástico se determina presionando de manera repetida una pequeña porción de suelo húmedo, en forma rollos de 3 mm. de diámetro, rodando dicho suelo entre los dedos de la mano y una superficie lisa, hasta que su contenido de agua se reduce a un punto en el cual se produce el agrietamiento y/o desmoronamiento de los rollos. El límite

plástico es la humedad más baja con la cual se pueden formas rollos de suelo de este diámetro, sin que ellos se agrieten o desmoronen.

El límite plástico se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$LP = \frac{(Ph - Ps)}{Ps} * 100 = \frac{Pw}{Ps} * 100$$

Donde:

LP = Humedad correspondiente al límite plástico en %.

Ph = Peso de los trocitos de filamentos húmedos en gramos.

Ps = Peso de los trocitos de filamentos secos en gramos.

Pw = Peso del agua contenida en los filamentos pesados en gramos.

Índice de plasticidad (IP): se denomina índice de plasticidad a la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico, e indican el margen de humedad dentro del cual se encuentran en estado plástico, así como se lo define en los ensayos. Este depende generalmente de la cantidad de arcilla del suelo.

La fórmula del índice plástico es:

$$IP = LL - LP$$

Índice de grupo. Es un factor de evaluación, que determina la calidad del suelo a través de características similares en grupos de suelos.

La siguiente fórmula determina el índice de grupo.

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Donde:

- a= %pasa Nº200 – 35% (si %Nº200>75, se anota 75, si es <35, se anota 0)
- b= %pasa Nº200 – 15% (si %Nº200>55, se anota 55, si es <15, se anota 0)
- c= L. líquido – 40% (si LL>60, se anota 60, si es <40, se anota 0)
- d=I. plasticidad – 10% (Si IP>30, se anota 30, si es <10, se anota 0)

Condicionando que cualquier factor que pudiera salir negativo, este se asume con el valor de cero. (Texto guía laboratorio U.A.J.M.S.)

2.2.4. Clasificación de los suelos

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje

común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados comúnmente por los ingenieros de suelos. Estos son el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. El sistema AASHTO lo usan principalmente los departamentos de caminos estatales y de condados, mientras que los ingenieros geotécnicos prefieren el Sistema Unificado. (Das, 2012)

2.2.4.1. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

El sistema de clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos ASTM D 2487), basa la clasificación de los suelos para propósitos ingenieriles; mediante el análisis de diferentes parámetros como lo son el límite líquido e índice de plasticidad; a continuación, se describe el procedimiento a seguir para realizar esta clasificación:

Este procedimiento describe un sistema de clasificación de suelos minerales y órgano mineral para propósitos de ingeniería, mediante la determinación en laboratorio del tamaño de partículas, usando características como: el límite líquido e índice de plasticidad que son indispensables para la clasificación como también los coeficientes de gradación y de uniformidad.

El sistema de clasificación SUCS también se basa en la gráfica de plasticidad, que fue obtenida por medio de investigaciones realizadas en laboratorio por A. Casagrande en 1932. (Braja M. Das, 2010)

Tabla 2.2. Simbología de la primera letra de la clasificación SUCS.

Primera y/o Segunda letra	
Símbolo	**Definición**
G	Grava
S	Arena
M	Limo
C	Arcilla
O	Orgánico

Fuente: Elaboración propia

Tabla 2.3. Simbología de la segunda letra de la clasificación SUCS

Segunda letra	
Letra	Definición
P	Pobremente graduado (tamaño de partícula uniforme)
W	Bien gradado (tamaños de partícula diversos)
H	Alta plasticidad
L	Baja plasticidad

Fuente: Elaboración propia

2.2.4.2. Clasificación AASHTO

Este método clasifica a los suelos, de acuerdo con su composición granulométrica, su límite líquido y su plasticidad, en siete grupos mayores: A-1 al A-7. Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde 35% o menos de las partículas pasan por la malla N°200. Los suelos de los que más del 35% pasan por la malla N°200 son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.

La ventaja de este método radica en la posibilidad de evaluar la calidad del suelo a través del índice de grupo. Los suelos que tienen similar comportamiento se encuentran en el mismo grupo y están representados por un índice.

Los índices de grupo de los materiales granulares están comprendidos entre 0 y 4, los correspondientes a suelos limosos entre 8 y 12, y los correspondientes a suelos arcillosos entre 11 y 20 o un número mayor.

2.3. Análisis del aporte teórico (por el autor)

Los criterios usados para la selección del marco conceptual, son de acuerdo a una secuencia o procedimientos que se realiza, caracterizando el suelo seleccionado, para poder realizar satisfactoriamente este proyecto de investigación, utilizando la herramienta de la compresión no confinada con suelo cohesivos o arcillosos y así poder llegar a concretar o llegar al fin del propósito de este proyecto.

Se buscó teoría para poder realizar la caracterización del suelo de los puntos seleccionados del distrito 12 de la ciudad de Tarija, siguiendo el manual del laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S. de acuerdo a normas establecidas en el mismo, para posteriormente estudiar el suelo realizando un análisis granulométrico de los mismos, contenido de humedad, consistencia del suelo y así poder clasificar los suelos de los puntos seleccionados de toda el área del distrito mencionado, de acuerdo a normas AASHTO, SUCS y ASTM.

CAPÍTULO III

DISEÑO METODOLÓGICO Y RELEVAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

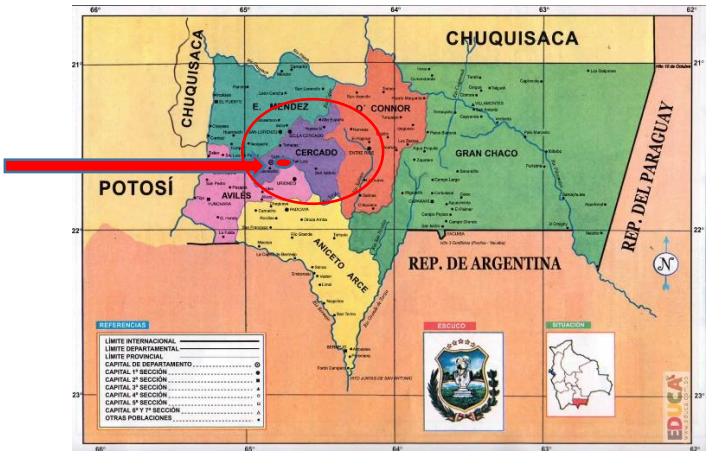
CAPÍTULO III

DISEÑO METODOLÓGICO Y RELEVAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

3.1. Identificación, descripción y localización precisa de la zona de proyecto

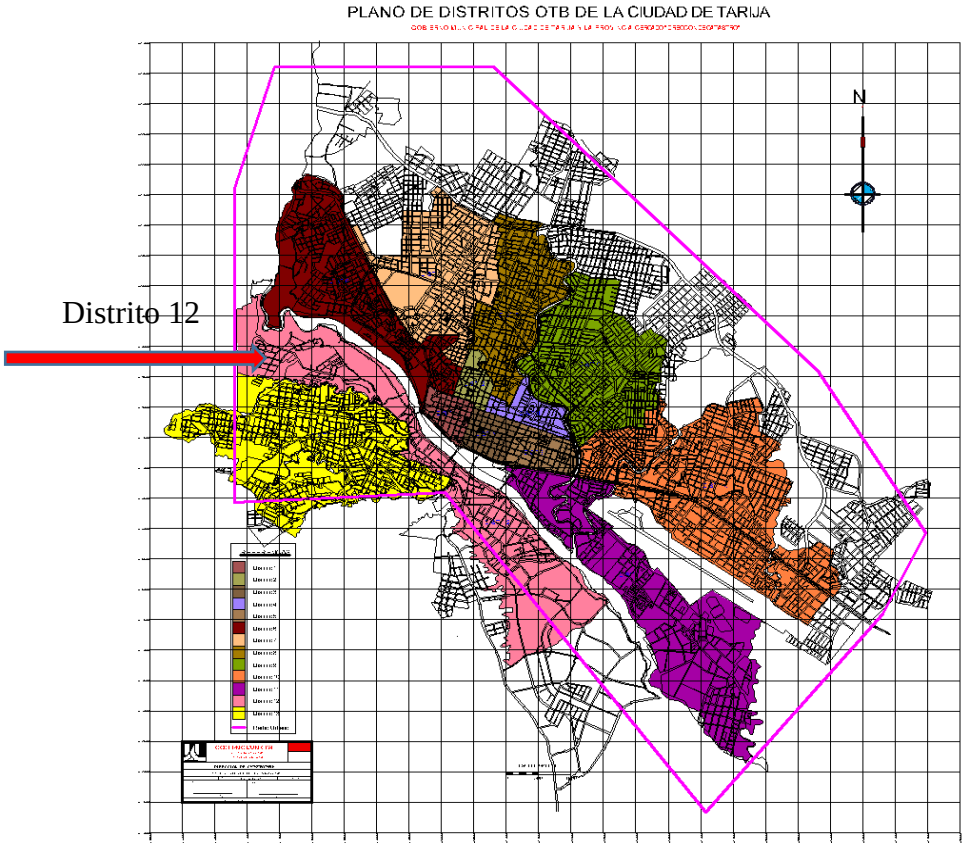
El estudio se realiza en el distrito 12 de la ciudad de Tarija – Bolivia

Figura 3.1.Mapa político de Tarija



Fuente: Navegador de internet Google

Figura 3.2. Plano de distritos de Tarija



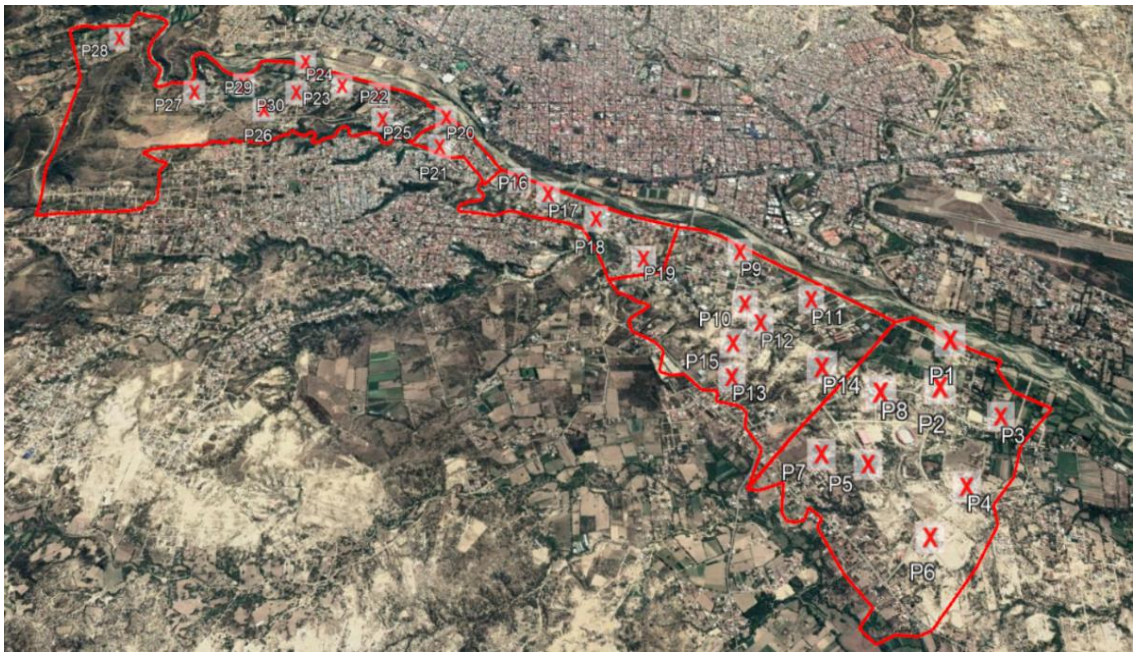
Fuente: Navegador de internet Google

3.2. Ubicación de la zona de estudio

La zona de estudio es el distrito 12 de la ciudad de Tarija, provincia Cercado donde se encuentran los barrios de San Blas, Miraflores, Germán Bush, San Martín y Aranjuez.

Para la distribución de los puntos de muestreo, se dividió los puntos de acuerdo al área de cada barrio y la disposición de espacio en los mismos.

Figura 3.3. Imagen satelital del distrito 12



Fuente: Elaboración propia

3.2.1. Barrio San Blas

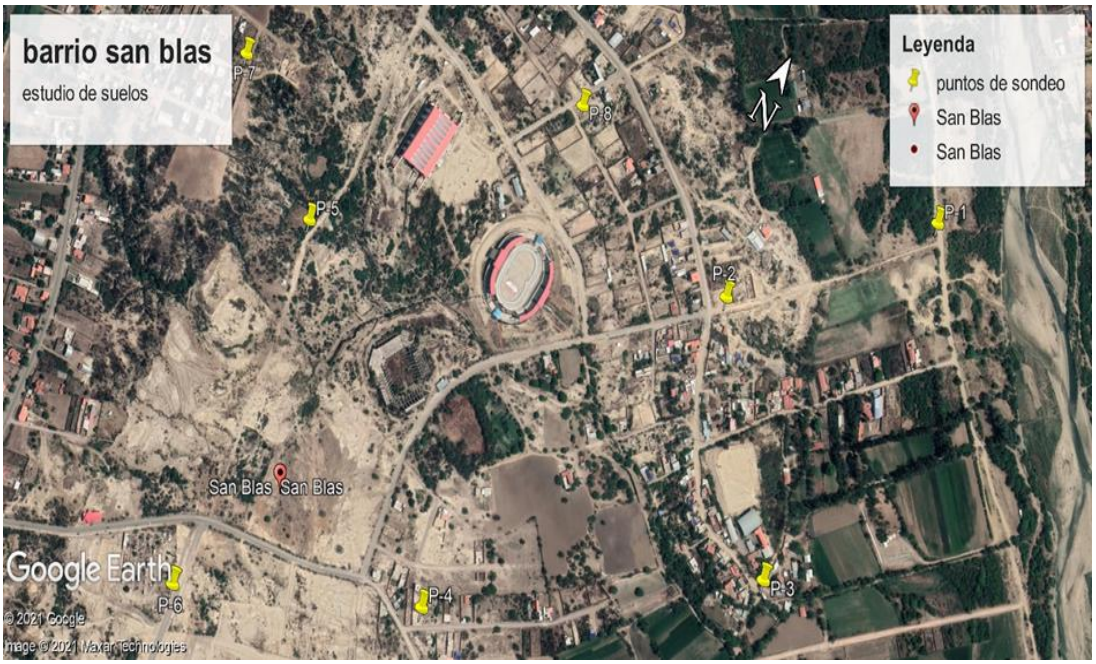
En este barrio se ubicaron 8 puntos, distribuidos en toda su superficie, los cuales tienen las siguientes coordenadas:

Tabla 3.1. Coordenadas de los puntos del barrio San Blas

Barrio	Punto	Coordenadas		
		Y	X	Altura
San Blas	1	7615008.439	322171.957	1873.202
	2	7614677.518	321904.182	1896.527
	3	7614382.688	322185.108	1879.393
	4	7613990.168	321702.586	1894.811
	5	7614306.428	321189.019	1903.795
	6	7613750.885	321315.480	1905.877
	7	7614438.474	320924.558	1939.974
	8	7614757.868	321511.599	1890.095

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.4. Imagen satelital de los puntos de extracción del barrio San Blas



Fuente: Elaboración propia

3.2.2. Barrio Miraflores

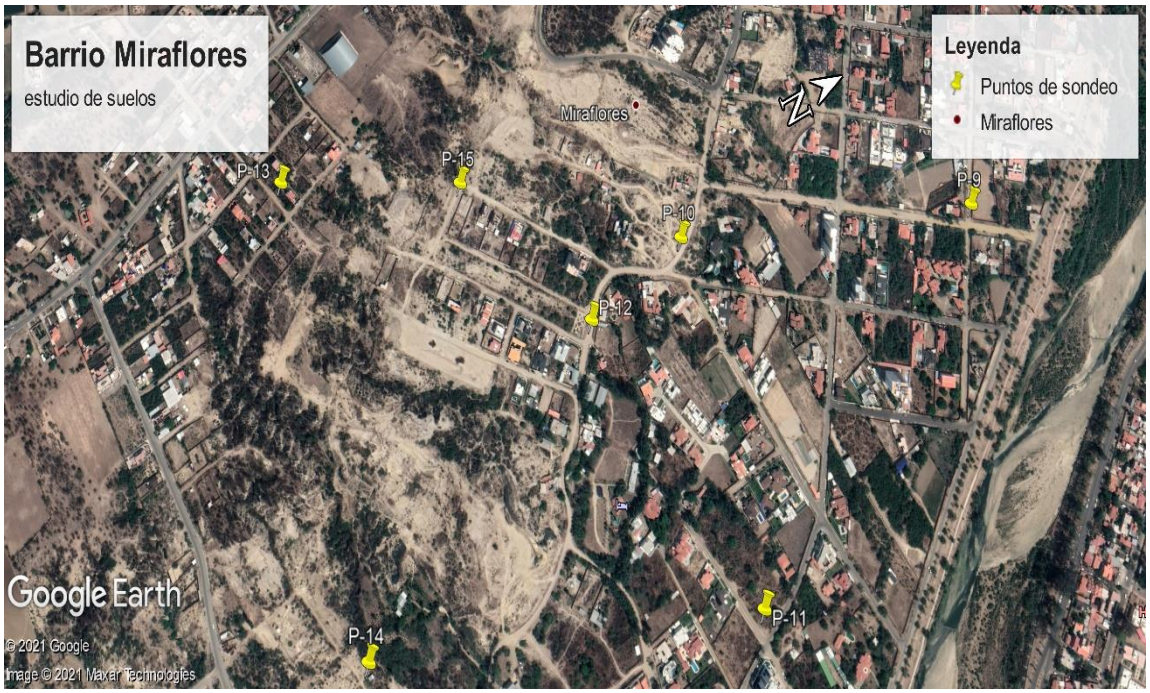
En este barrio se distribuyó 7 puntos de muestreo, estos puntos tienen las siguientes coordenadas:

Tabla 3.2. Coordenadas de los puntos del barrio Miraflores

Barrio	Punto	Coordenadas		
		Y	X	Altura
Miraflores	9	7616153.532	321109.861	1885.697
	10	7615698.795	320952.624	1903.386
	11	7615612.999	321419.518	1880.686
	12	7615520.524	320991.275	1895.636
	13	7615132.413	320610.132	1941.974
	14	7615049.642	321228.532	1896.247
	15	7615399.039	320734.278	1918.503

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.5. Imagen satelital de los puntos de extracción del barrio Miraflores



Fuente: Elaboración propia

3.2.3. Barrio Germán Busch

En este barrio se distribuyeron 4 puntos, y tienen las siguientes coordenadas:

Tabla 3.3. Coordenadas de los puntos del barrio Germán Bush

Barrio	Punto	Coordenadas		
		Y	X	Altura
German Busch	16	7617298.208	319775.995	1901.007
	17	7617096.342	319944.559	1900.084
	18	7616751.270	320210.522	1902.445
	19	7616288.919	320416.006	1902.040

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.6. Imagen satelital de los puntos de extracción del barrio German Bush

Fuente: Elaboración propia

3.2.4. Barrio San Martín

En el barrio San Martín solo se ubicó dos puntos debido a su pequeña área, las coordenadas de estos puntos son:

Tabla 3.4. Coordenadas de los puntos del barrio San Martín

Barrio	Punto	Coordenadas		
		Y	X	Altura
San Martin	20	7618125.113	319406.197	1908.224
	21	7617805.683	319277.126	1921.034

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.7. Imagen satelital de los puntos de extracción del barrio San Martín

Fuente: Elaboración propia

3.2.5. Barrio Aranjuez

En el barrio Aranjuez se distribuyeron 9 puntos, los cuales tienen las siguientes coordenadas:

Tabla 3.5. Coordenadas de los puntos del barrio Aranjuez

Barrio	Punto	Coordenadas		
		Y	X	Altura
Aranjuez	22	7618547.870	318950.474	1914.214
	23	7618735.433	318678.861	1918.018
	24	7619112.045	318440.251	1921.976
	25	7618202.042	318910.928	1952.136
	26	7618582.224	318028.984	1965.850
	27	7618930.030	317522.138	1978.997
	28	7619782.393	316988.834	1987.339
	29	7618922.426	317912.992	1967.067
	30	7618705.586	318306.548	1964.981

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.8. Imagen satelital de los puntos de extracción del barrio Aranjuez

Fuente: Elaboración propia

3.3. Caracterización de la zona

Por su ubicación es una zona muy atractiva para la población en general y para algunos inversionistas para la construcción de edificios y condominios, también por la construcción de obras de impacto que están proyectadas por el gobierno Municipal como la planta de tratamiento de San Blas, puentes que atraviesan el río Guadalquivir entre otras que con seguridad llevarán a un mayor desarrollo a este distrito.

El distrito 12 tiene una superficie de 6116404.31 m^2, consta de 5 barrios, el barrio San Blas con una población de 130 habitantes, el barrio Miraflores con una población de 726 habitantes, el barrio Germán Busch con una población de 1431 habitantes, el barrio San Martín con una población de 1799 habitantes y el barrio Aranjuez con una población de 785 habitantes, INE (Censo, 2012).

3.4. Extracción de las muestras de suelo

Para realizar una investigación, la primera fase consiste en realizar el muestreo del suelo, esta fase es tan importante como cualquier otro ensayo de una investigación, ya que

mediante este muestreo de suelos se obtienen muestras representativas que sirven para conocer las características y propiedades físicas del suelo.

Para realizar los ensayos en laboratorio de esta investigación, se extraerán muestras inalteradas, ya que queremos conocer las propiedades reales del suelo.

Inalterada, estas muestras son las que conservan, en la mayor medida posible, la estructura y su contenido de humedad para que se presenten las condiciones del campo lo más natural posible.

3.4.1. Equipo utilizado

Para la extracción se utilizaron las siguientes herramientas:

- Picota
- Pala
- Bolsas de plástico y papel film

Figura 3.9. Material utilizado

Fuente: Elaboración propia

3.4.2. Procedimiento de la extracción de muestras

Las muestras fueron extraídas de la siguiente manera:

- Verificación visual y limpieza de los puntos de extracción
- Excavación
- Extracción de las muestras

Figura 3.10. Memoria de extracción

Fuente: Elaboración propia

3.5. Contenido de humedad (ASTM D2216)

El ensayo consiste en determinar el contenido de humedad o contenido de agua de una muestra de suelo. Para los ensayos se tomaron muestras superiores a 100 gramos, y se utilizó el método del secado por medio del horno.

El método más usado en laboratorio, para determinar el contenido de humedad es el secado por medio del horno, donde el contenido de humedad se define como la relación expresada en porcentaje entre la cantidad de agua existente en una determinada masa de suelo y el peso del suelo.

Tabla 3.6. Resumen de contenido de humedad de los puntos

		Profundidad [1 m]	Profundidad [2 m]	Profundidad [3 m]
Barrio	punto	humedad (%)	humedad (%)	humedad (%)
San Blas	P1	6,87	8,36	9,28
	P2	13,89	16,14	16,73
	P3	13,12	15,27	15,89
	P4	9,40	16,88	11,25
	P5	12,90	16,94	18,78
	P6	17,70	12,12	11,93

	P7	9,66	15,21	16,74
	P8	7,90	16,08	27,59
Miraflores	P9	8,60	8,31	8,03
	P10	11,25	2,26	3,58
	P11	7,64	7,13	6,37
	P12	6,03	6,94	7,25
	P13	9,91	9,04	8,53
	P14	11,58	11,76	11,89
	P15	6,81	4,50	4,71
German Busch	P16	12,39	10,51	10,13
	P17	5,69	5,30	5,01
	P18	10,97	11,02	11,18
	P19	4,15	17,72	18,97
San Martín	P20	4,82	4,94	5,21
	P21	16,60	17,07	17,39
Aranjuez	P22	11,45	11,59	11,97
	P23	8,13	8,49	8,57
	P24	7,28	7,38	7,87
	P25	5,41	5,36	5,27
	P26	15,39	12,33	11,25
	P27	5,46	5,40	5,20
	P28	6,96	7,15	8,11
	P29	3,91	4,15	4,86
	P30	8,73	3,03	3,15

Fuente: Elaboración propia

3.6. Análisis granulométrico (ASTM D 422 – AASHTO T88)

Para la realización de este ensayo se utilizó un juego de mallas, que tienen aberturas reguladas por las normas AASHTO y ASTM, donde se obtienen los pesos retenidos en cada tamiz, para luego realizar posteriores cálculos y la curva granulométrica.

Método para suelos finos (método del lavado)

Para este método se pesa una cantidad de muestra de material seco, y se debe dejar reposar en agua hasta que se sature completamente, por lo general se deja 24 horas o más, si es que se requiere un tiempo más corto utilizar 5 horas.

Luego se procede a introducir la muestra en el tamiz N°200, con la ayuda del agua se debe lavar el suelo, hasta que el agua que pasa del tamiz N°200 sea clara y sin sedimentos

El material retenido en el tamiz N°200, se lo introduce al horno hasta que el material se seque por completo.

Después se realiza el tamizado del material por los diferentes tamices y se procede a pesar el material retenido en cada tamiz.

Tabla 3.7. Resumen de resultados del análisis granulométrico por tamizado

Barrio	Punto	Profundidad [1 m]			Profundidad [2 m]			Profundidad [3 m]		
		% pasa N°4	% pasa N°40	% pasa N°200	% pasa N°4	% pasa N°40	% pasa N°200	% pasa N°4	% pasa N°40	% pasa N°200
San Blas	1	100,00	98,24	88,45	51,43	19,17	17,36	51,01	21,41	19,50
	2	100,00	98,68	86,75	100,00	99,66	98,38	100,00	99,66	98,38
	3	100,00	99,73	97,73	100,00	99,93	98,33	100,00	99,89	98,30
	4	100,00	94,02	81,77	100,00	99,53	98,55	100,00	99,65	87,70
	5	100,00	99,69	97,94	100,00	99,34	96,43	100,00	99,36	96,43
	6	100,00	99,24	88,37	100,00	99,87	99,08	100,00	99,85	99,02
	7	100,00	94,37	83,73	100,00	98,90	89,42	54,28	26,09	23,99
	8	100,00	94,06	79,17	100,00	99,88	29,91	100,00	98,45	96,24
Miraflores	9	100,00	99,42	97,66	65,66	30,62	23,25	65,58	32,35	25,26
	10	100,00	99,96	99,60	100,00	90,95	81,96	100,00	90,57	82,65
	11	100,00	99,96	69,34	66,80	33,86	25,65	66,43	30,84	22,57
	12	100,00	99,94	95,31	100,00	99,22	91,18	100,00	99,19	91,06
	13	100,00	98,63	88,13	100,00	95,58	84,07	66,73	29,17	20,51
	14	100,00	99,71	98,77	100,00	98,49	92,71	100,00	98,58	92,56
	15	100,00	95,20	54,97	100,00	82,92	42,80	100,00	83,36	42,22
Germán Busch	16	100,00	98,68	86,75	53,26	27,51	25,77	53,35	28,21	26,22
	17	99,80	91,01	63,80	59,17	31,22	28,87	57,74	29,73	27,51
	18	100,00	94,93	89,75	100,00	99,05	92,23	100,00	98,97	91,78
	19	100,00	99,78	12,38	100,00	99,83	97,51	100,00	99,84	97,39
San Martín	20	30,59	8,00	4,22	31,05	8,15	4,03	29,52	7,07	3,14
	21	100,00	99,42	97,66	29,01	6,41	2,23	28,13	5,54	1,24
Aranjuez	22	100,00	96,99	83,19	100,00	97,20	82,85	100,00	97,50	82,62
	23	100,00	99,72	94,13	52,52	23,95	22,08	52,86	25,17	23,13
	24	100,00	84,31	63,58	66,80	27,78	20,35	66,05	31,02	23,28
	25	33,79	25,63	24,71	34,71	26,59	25,65	34,77	26,50	25,61
	26	100,00	97,31	92,33	100,00	90,57	82,31	53,70	25,26	22,83
	27	66,97	30,67	23,56	52,76	25,68	23,39	49,95	23,03	20,57
	28	52,81	23,63	21,94	51,66	26,87	25,22	50,89	24,89	23,47
	29	67,38	17,57	11,15	66,47	15,40	7,90	66,52	15,10	7,57
	30	100,00	99,33	97,81	26,74	13,50	7,36	25,06	12,03	6,44

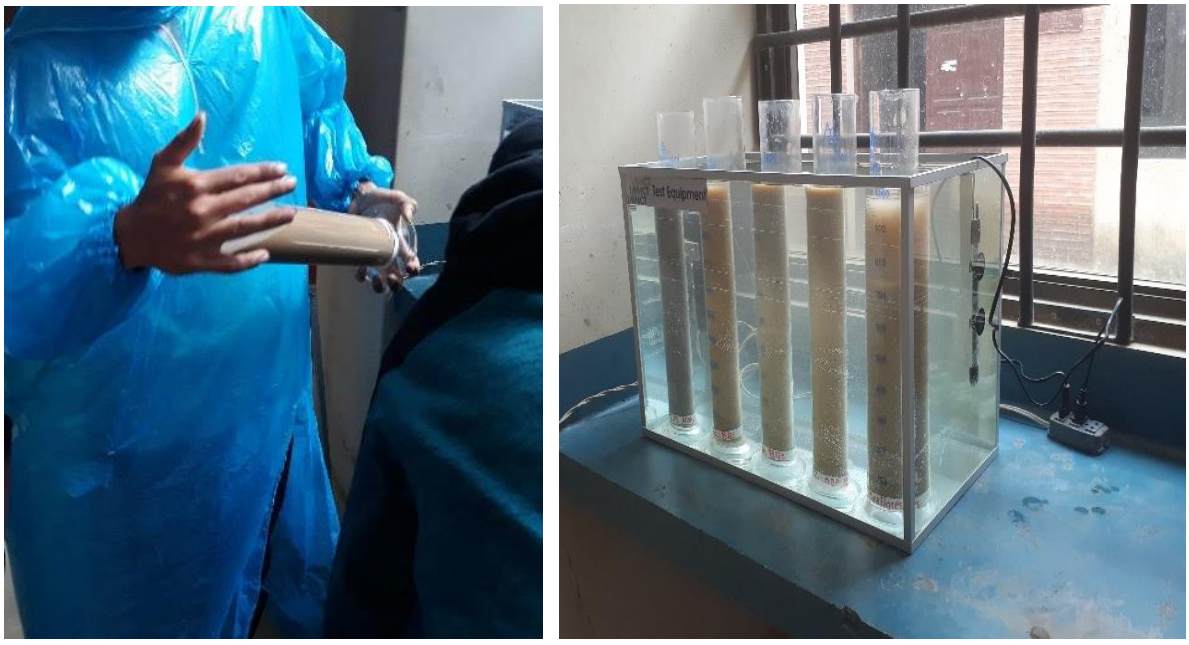
Fuente: Elaboración propia

3.4.1 Análisis granulométrico método del hidrómetro (ASTM D 422)

El hidrómetro se usa para determinar el porcentaje de partículas de suelos dispersados, que permanecen en suspensión en un determinado tiempo. Para la realización de este ensayo se utilizó un agente dispersante también llamado agente defloculante que neutraliza las cargas de las partículas de suelo, este fue el Hexametafosfato de Sodio.

Para ensayos de rutina con fines de clasificación, el análisis con hidrómetro se aplica a partículas de suelos que pasan el tamiz de 2.00 mm (No.10) y cuando se requiere más precisión, el análisis con hidrómetro se debe realizar a la fracción de suelo que pase el tamiz de 75 pm (No.200) para suelos finos.

Figura 3.11. ensayo de granulometría por hidrómetro



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.8. Resultados del ensayo de hidrómetro.

		Profundidad [1 m]		Profundidad [2 m]		Profundidad [3 m]	
Barrio	Punto	% limo	% arcilla	% limo	% arcilla	% limo	% arcilla
San Blas	P1	64,46	23,98	-	-	-	-
	P2	64,84	21,92	60,62	37,76	58,92	39,47
	P3	69,60	28,13	65,60	32,73	66,61	31,69
	P4	61,09	20,67	73,99	24,56	69,45	18,25
	P5	61,04	36,90	61,72	34,71	64,81	31,62
	P6	55,01	33,36	62,11	36,97	64,36	34,66
	P7	65,15	18,58	69,75	19,67	-	-
	P8	63,37	15,80	-	-	66,42	29,82
Miraflores	P9	76,55	21,11	-	-	-	-
	P10	84,33	15,27	56,27	25,69	58,03	24,62
	P11	54,91	14,43	-	-	-	-
	P12	78,85	16,46	64,89	26,29	69,56	21,50
	P13	74,87	13,26	57,97	26,10	-	-
	P14	80,56	18,20	73,22	19,49	72,79	19,77
	P15	45,18	9,79	-	-	-	-
Germán Busch	P16	63,66	23,29	-	-	-	-
	P17	52,43	12,11	-	-	-	-
	P18	69,03	20,72	66,72	25,51	68,34	23,45
	P19	-	-	68,60	28,91	73,69	23,69
San Martín	P20	-	-	-	-	-	-
	P21	78,08	19,59	-	-	-	-
Aranjuez	P22	61,51	21,68	56,84	26,01	58,47	24,15
	P23	73,02	21,11	-	-	-	-
	P24	54,10	9,49	-	-	-	-
	P25	-	-	-	-	-	-
	P26	60,77	31,56	59,47	22,84	-	-
	P27	-	-	-	-	-	-
	P28	-	-	-	-	-	-
	P29	-	-	-	-	-	-
	P30	51,41	26,67	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

3.7. Ensayos de Consistencia (ASTM D4318 – AASTHO T90)

Los límites de Atterberg son propiedades índices de los suelos, y son muy utilizados para la identificación y clasificación de los mismos, caracterizando así el comportamiento de los mismos.

3.7.1. Límite líquido

Para realizar este ensayo se utiliza la muestra que pasa el tamiz No. 40, se la mezcla con un agua y con ayuda de una espátula se la coloca en el equipo de Casagrande, hasta que la superficie de la muestra, esté nivelada.

Se divide la mezcla de suelo con un ranurador metálico, y se lo golpea consecutivamente, contabilizando los golpes, hasta que el surco realizado se cierre, mínimamente una longitud de 12 mm. El rango de número de golpes de caída es de 15 a 35 golpes.

La humedad característica al límite líquido se logra a los 25 golpes.

Figura 3.12. Esquema de la práctica del límite líquido

Fuente: Elaboración propia

3.7.2. Límite plástico

Para este ensayo se redujo el contenido de humedad de una porción de la muestra utilizada en el límite líquido hasta que alcance una consistencia que permita moldear pequeños cilindros de un diámetro aproximado de 3 mm hasta que se vayan presentando pequeñas fisuras.

Esto se repite de 3 a 4 veces y en cada tara se colocan de tres a cuatro rollitos, se los pesa y se los introduce al horno hasta obtener el peso seco.

Figura 3.13. Esquema de la práctica de límite plástico

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.9 Resumen de límites e índice de plasticidad

		Profundidad [1 m]			Profundidad [2 m]			Profundidad [3 m]		
Barrio	punto	LL	LP	IP	LL	LP	IP	LL	LP	IP
San Blas	P1	28	21	7	24	16	12	24	16	12
	P2	47	19	28	54	26	27	54	26	27
	P3	45	21	24	40	24	16	39	24	15
	P4	29	19	10	50	19	31	45	14	31
	P5	46	25	21	45	26	19	45	25	20
	P6	50	25	25	48	29	19	47	28	19
	P7	35	17	18	31	18	13	25	12	13
	P8	30	27	3	NT	NT	NT	41	23	18
Miraflores	P9	41	30	11	30	19	11	30	17	13
	P10	57	50	7	36	22	14	36	22	14
	P11	23	20	3	22	17	5	23	16	7
	P12	29	14	15	34	21	13	34	19	15
	P13	25	22	3	29	22	7	24	17	7
	P14	39	32	7	27	17	10	27	17	10
	P15	27	25	2	26	24	2	26	24	2
Germán Busch	P16	26	19	7	26	18	8	26	16	10
	P17	22	15	7	23	15	8	25	15	10
	P18	40	32	8	38	21	17	37	20	17
	P19	NT	NT	NT	41	29	12	33	20	13

San Martín	P20	NT	NT	NT	NT	NT	NT	NT	NT	NT
	P21	33	24	9	NT	NT	NT	NT	NT	NT
Aranjuez	P22	33	24	9	36	23	13	35	22	13
	P23	29	18	11	27	15	12	26	14	12
	P24	24	13	11	25	16	9	21	16	5
	P25	32	20	12	34	20	14	31	17	14
	P26	39	36	3	46	20	26	23	15	8
	P27	24	20	4	24	16	8	23	16	7
	P28	24	17	7	26	18	8	26	18	8
	P29	28	23	5	28	21	7	27	20	7
	P30	31	24	7	NT	NT	NT	NT	NT	NT

Fuente: Elaboración propia

3.8. Clasificación de los suelos

Los dos sistemas de clasificación de suelos, que se utilizaron son el sistema AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Offcials) y el sistema SUCS (Unified Soil Classification System)

Tabla 3.10. Resumen de clasificación

		Profundidad [1 m]		Profundidad [2 m]		Profundidad [3 m]	
Barrio	Punto	SUCS	AASHTO	SUCS	AASHTO	SUCS	AASHTO
San Blas	P1	CL-ML	A-4 (8)	GC	A-2-6 (0)	GC	A-2-6 (0)
	P2	CL	A-7-6 (17)	CH	A-7-6 (18)	CH	A-7-6 (18)
	P3	CL	A-7-6 (15)	CL	A-6 (10)	CL	A-6 (10)
	P4	CL	A-6 (8)	CH	A-7-6 (20)	CL	A-7-6 (15)
	P5	CL	A-7-6 (14)	CL	A-7-6 (13)	CL	A-7-6 (13)
	P6	CH	A-7-6 (16)	CL	A-7-6 (13)	CL	A-7-6 (14)
	P7	CL	A-6 (11)	CL	A-6 (9)	GC	A-2-6 (0)
	P8	ML	A-4 (8)	SM	A-2-4 (0)	CL	A-7-6 (11)
Miraflores	P9	ML	A-7-5 (9)	SC	A-2-4 (0)	SC	A-2-6 (0)
	P10	MH	A-5 (11)	CL	A-6 (10)	CL	A-6 (10)
	P11	ML	A-4 (7)	SM-SC	A-2-4 (0)	SC	A-2-4 (0)

	P12	CL	A-6 (10)	CL	A-6 (9)	CL	A-6 (10)
	P13	ML	A-4 (8)	CL	A-6 (8)	SC	A-2-4 (0)
	P14	ML	A-4 (8)	CL	A-4 (8)	CL	A-4 (8)
	P15	ML	A-4 (4)	SM	A-4 (2)	SC-SM	A-4 (1)
Germán Busch	P16	CL-ML	A-4 (8)	GC	A-2-4 (0)	GC	A-2-4 (0)
	P17	CL-ML	A-4 (6)	GC	A-2-4 (0)	GC	A-2-6(0)
	P18	ML	A-4 (8)	CL	A-6 (10)	CL	A-6 (11)
	P19	SP-SM	A-3 (0)	CL	A-6 (9)	CL	A-6 (9)
San Martín	P20	GW	A-1 a (0)	GW	A-1 a (0)	GW	A-1 a (0)
	P21	ML	A-4 (8)	GW	A-1 a (0)	GW	A-1 a (0)
Aranjuez	P22	ML	A-4 (8)	CL	A-6 (9)	CL	A-6 (9)
	P23	CL	A-6 (8)	GC	A-2-6 (0)	GC	A-2-6 (0)
	P24	CL	A-6 (6)	SC	A-2-4 (0)	SM-SC	A-2-4 (0)
	P25	GC	A-2-6 (0)	GC	A-2-6 (0)	GC	A-2-6 (0)
	P26	OL	A-4 (8)	CL	A-7-6 (16)	GC	A-2-4 (0)
	P27	SM	A-2-4 (0)	GC	A-2-4 (0)	GC	A-2-4 (0)
	P28	GC	A-2-4 (0)	GC	A-2-4 (0)	GC	A-2-4 (0)
	P29	SC-SM	A-2-4 (0)	SP-SC	A-2-4 (0)	SP-SC	A-2-4 (0)
	P30	OL	A-4 (8)	GP-GM	A-1 a (0)	GP-GM	A-1 a (0)

Fuente: Elaboración propia

3.9. Peso específico

(DOCUMENTO REFERENCIAL ASTM D854 AASHTO T1001)

Se realiza el ensayo con 80 gramos de la muestra de suelo, dentro de un picnómetro con agua destilada. Con este método se determina la densidad de las partículas sólidas de suelos compuestos con partículas menores a los 5 milímetros.

El peso específico relativo de los sólidos de un suelo se determina en laboratorio haciendo uso de un frasco con marca de enrase.

Figura 3.14. Esquema de la práctica de peso específico

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.11. Resumen de los resultados de peso específico

		Profundidad [1 m]	Profundidad [2 m]	Profundidad [3 m]
Barrio	punto	Peso específico (g/cm^3)	Peso específico (g/cm^3)	Peso específico (g/cm^3)
San Blas	P1	2,745	2,654	2,652
	P2	2,694	2,732	2,719
	P3	2,717	2,749	2,747
	P4	2,707	2,715	2,747
	P5	2,715	2,756	2,709
	P6	2,724	2,701	2,719
	P7	2,697	2,736	2,652
	P8	2,664	2,683	2,778
Miraflores	P9	2,652	2,688	2,672
	P10	2,655	2,803	2,704
	P11	2,655	2,672	2,677
	P12	2,733	2,756	2,718
	P13	2,656	2,708	2,669
	P14	2,673	2,772	2,695
	P15	2,644	2,672	2,671
Germán Busch	P16	2,748	2,666	2,663
	P17	2,746	2,659	2,653

	P18	2,665	2,733	2,744
	P19	2,665	2,710	2,722
San Martín	P20	2,655	2,652	2,653
	P21	2,699	2,671	2,655
Aranjuez	P22	2,664	2,745	2,742
	P23	2,773	2,644	2,652
	P24	2,708	2,679	2,671
	P25	2,649	2,646	2,653
	P26	2,333	2,714	2,652
	P27	2,673	2,650	2,651
	P28	2,652	2,652	2,653
	P29	2,669	2,668	2,672
	P30	2,302	2,655	2,651

Fuente: Elaboración propia

3.10. Compresión no confinada

De acuerdo a la caracterización de los suelos, a diferentes profundidades del área en estudio, se verifica y realiza la compresión no confinada solo en los suelos que tengan característica de ser cohesivos, donde se selecciona y realiza dicho ensayo de 50 puntos a diferentes profundidades de todos los puntos analizados.

Del equipo automático que se tiene en laboratorio se hace la extracción de datos de los ensayos, donde obtenemos la deformación de los pastones y esfuerzo aplicado, realizando el siguiente método experimental.

3.10.1. Procedimiento experimental

Se mide la altura y el diámetro o lado de la probeta, con una precisión de 0,1 mm mediante un calibrador con nonio o un objeto análogo. La relación de altura (H) a diámetro (∅) debe encontrarse entre 2 y 2.5. $2.0 \leq H\ \emptyset \leq 2.5$

En probetas de gran tamaño puede adoptarse una precisión menor y proporcional al tamaño de la muestra. Se pesa la muestra. Se coloca la probeta en la prensa de modo que quede perfectamente centrada. Se acciona el dispositivo de avance lo estrictamente necesario para que la probeta toque a la placa superior de la prensa. Se pone en cero el indicador de deformaciones. El ensayo podrá hacerse controlando la deformación o controlando la carga. Para el caso de la deformación controlada, se acciona la prensa de modo que la velocidad de deformación unitaria de la probeta esté comprendida entre ½ %

y 2% por minuto. Se toman medidas de las deformaciones y de las cargas cada 30 segundos hasta que las cargas comiencen a disminuir o hasta llegar a una deformación axial del 20% (lo que antes suceda). Se escogerá una velocidad en que la rotura ocurra en un lapso entre 1 y 10 minutos.

En el caso de este trabajo experimental se utilizó el equipo automático donde se configuró todos los parámetros establecidos en el equipo para realizar la prueba satisfactoriamente.

De la parte de la probeta en donde se ha producido la rotura, se toma una pequeña muestra en el recipiente y se determina su contenido de humedad.

3.10.2. Cálculos de compresión no confinada

La deformación unitaria, ε, se calculará con la siguiente fórmula:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_\circ}$$

Ecuación 2.1 Ecuación para determinar la deformación unitaria

donde:

ε = Deformación unitaria axial para la carga dada.

ΔL = Cambio en longitud de la muestra, igual al cambio entre la lectura inicial y final del indicador de deformación.

Lo = Longitud inicial de la muestra.

Calcúlese la sección transversal promedio de la muestra, A, para una carga dada así:

$$A = \frac{A_\circ}{(1 - \epsilon)}$$

Ecuación 2.2 Ec. para determinar la sección transversal promedio de la muestra.

donde:

ε = Deformación unitaria axial para la carga dada.

Ao = Área inicial promedio de la probeta.

$$A_\circ = \frac{(At + 2\,Am + Ab)}{4}$$

Ecuación 2.3 Ec. para determinar el Área promedio de la probeta

donde:

At = Área en la parte superior de la probeta

Am = Área en la parte media de la probeta

Ab = Área de la parte inferior de la probeta

El área A, puede calcularse alternativamente a partir de dimensiones obtenidas por medición directa, cuando pueden medirse las superficies de la probeta.

Calcúlese el esfuerzo, σc:

$$\sigma C = \frac{P}{A}$$

Ecuación 2.4 Fórmula para Calcular el esfuerzo (σc)

donde:

P = Carga aplicada dada, y

A = Área de la sección promedio correspondiente.

Realizar un gráfico que muestre la relación entre el esfuerzo (ordenada) y la deformación unitaria (en las abscisas). Tómese el valor mayor de la carga unitaria o el que corresponda al 20% de deformación, el que ocurra primero entre las dos, e infórmese como resistencia a la compresión no confinada. Siempre que se considere necesario para una interpretación adecuada, se incluirá el gráfico correspondiente en el informe.

Dicha resistencia se emplea también para calificar la consistencia del suelo como muy blanda, blanda, mediana, firme, muy firme y dura de acuerdo con el valor obtenido en la siguiente forma:

Tabla para determinar la consistencia del suelo a partir de la resistencia a la compresión no confinada (inconfinada)

Tabla 3.12. Clasificación de las arcillas en función de su resistencia

Consistencia del suelo	Resistencia a la Compresión no confinada	
	kg/cm^2	(kPa)
Muy blanda	< 0.25	(< 25)
Blanda	0.25-0.50	(25- 50)
Mediana	0.50-1.00	(50-100)
Firme	1.00-2.00	(100-200)
Muy firme	2.00-4.00	(200-400)
Dura	> 4.00	(> 400)

Fuente: Ingeniería Geológica (Gonzales de Vallejo, 2002)

Planilla de cálculo de la compresión no confinada, elaborada de los resultados obtenidos en el laboratorio de suelos.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA "JUAN MISAEL SARACHO"
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS

ENSAYO DE COMPRESIÓN NO CONFINADA

Proyecto: Determinación de la carga última y resistencia al corte obtenidos con el ensayo de compresión no confinada de los suelos del distrito 12 de la ciudad de Tarija

Procedencia: San Blas **Identificación :** P1 **Profundidad:** 1m

Dimensiones de la muestra

	diámetro inferior	**diámetro medio**	**diámetro superior**
Diámetro [mm]	34,90	34,47	35,30
Altura [mm]	70,62	70,62	70,62

Datos de la muestra

Diámetro [cm]	3,49
Altura [cm]	7,06
Área [cm2]	9,56
volumen [cm^3]	67,52
Gs	-
Wsh [g]	116,94
Wss [g]	109,46
W [%]	6,83
Peso esp. humedo [kN/cm^3]	16,99
Peso esp. seco [kN/cm^3]	15,90
Vel. deformación [mm/min]	0,8

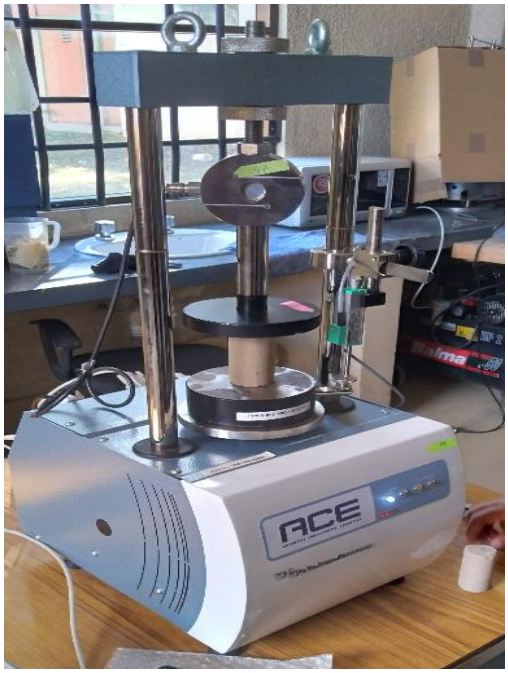


Tabla 3.13. Curva esfuerzo deformación

Curva esfuerzo - deformación					
Dato	Desplazamiento [mm]	Carga [N]	ε [mm/mm]	$A_{c\,[m^2]}$	Esfuerzo [kpa]
1	0,000	0,00	0,0000	0,0010	0,00
2	0,000	0,43	0,0000	0,0010	0,45
3	0,055	31,62	0,0008	0,0010	33,05
4	0,102	129,92	0,0014	0,0010	135,69
5	0,148	302,90	0,0021	0,0010	316,16
6	0,197	415,79	0,0028	0,0010	433,68
7	0,257	487,56	0,0036	0,0010	508,10
8	0,321	250,65	0,0045	0,0010	260,98
9	0,378	281,92	0,0054	0,0010	293,29
10	0,437	282,35	0,0062	0,0010	293,49
11	0,493	269,07	0,0070	0,0010	279,47
12	0,559	233,52	0,0079	0,0010	242,32
13	0,626	209,97	0,0089	0,0010	217,67
14	0,712	40,60	0,0101	0,0010	42,04
15	0,774	38,03	0,0110	0,0010	39,35
16	0,835	36,75	0,0118	0,0010	37,99
17	0,898	35,04	0,0127	0,0010	36,19
18	0,959	43,59	0,0136	0,0010	44,97
19	1,019	58,12	0,0144	0,0010	59,91
20	1,080	56,84	0,0153	0,0010	58,54
21	1,141	64,10	0,0162	0,0010	65,96
22	1,202	70,085	0,0170	0,0010	72,06

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.14. Resultado de carga última

Resultados	
q_u [kPa]	508,10
s_u [cu] [kPa]	254,05
E [kPa]	165428
E [MPa]	165,43

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.15. Gráfico esfuerzo deformación

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.15. Parámetros del círculo de Mohr

prueba		
1		
σ_1	508,104	kpa
$\sigma 3$	0	kpa
radio	254,052	
centro	254,052	

φ	0
c	254,052
envolvente de falla	
σ	τ
0	254,052
508,10	254,052

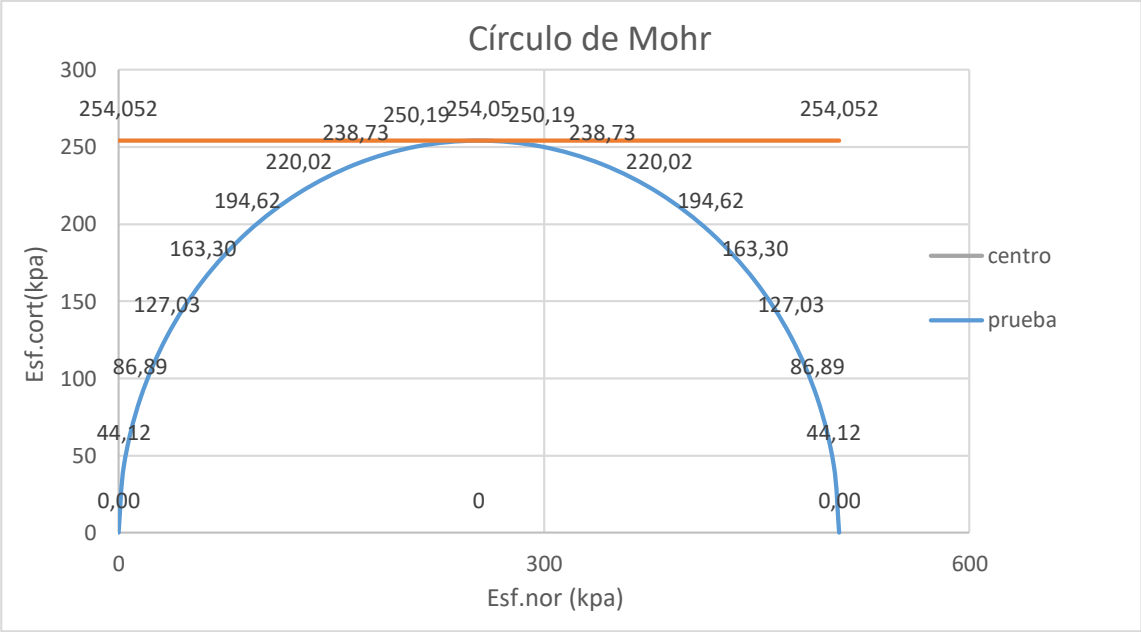
Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.16. Círculo de Mohr

prueba 1			
grados	radianes	Esf.nor (kpa)	Esf.cort(kpa)
0	0,00	0,00	0,00
10	0,17	3,86	44,12
20	0,35	15,32	86,89
30	0,52	34,04	127,03
40	0,70	59,44	163,30
50	0,87	90,75	194,62
60	1,05	127,03	220,02
70	1,22	167,16	238,73
80	1,40	209,94	250,19
90	1,57	254,05	254,05
100	1,75	298,17	250,19
110	1,92	340,94	238,73
120	2,09	381,08	220,02
130	2,27	417,35	194,62
140	2,44	448,67	163,30
150	2,62	474,07	127,03
160	2,79	492,78	86,89
170	2,97	504,24	44,12
180	3,14	508,10	0,00

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.16. Gráfico del Círculo de Mohr



Fuente: Elaboración propia

3.10.3. Planilla resumen de resultados de los ensayos

Tabla 3.17. RESUMEN DE RESULTADOS A UN METRO DE PROFUNDIDAD

BARRIO	POZO	CLASIFICACIÓN		% PASA TAMIZ	%LIMO	% ARCILLA	LL	IP	PESO ESPECÍFICO	HUMEDAD	CARGA ÚLTIMA	CONSISTENCIA DEL SUELO	RES. CORTE	MOD. ELASTICIDAD	DESCRIPCIÓN
		SUCS	AASHTO	N° 200					g/cm³	(%)	Qu (kpa)		C (kpa)	E (Mpa)	
SAN BLAS	1	CL-ML	A-4 (8)	88,45	64,48	23,97	28,2	7,6	2,745	6,87	508,10	dura	254,05	165,43	Arcilla limosa
	2	CL	A-7-6 (17)	86,75	64,86	21,89	47,2	28,5	2,694	13,89	2168,27	dura	1084,13	542,40	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	3	CL	A-7-6 (15)	97,73	69,63	28,10	45,2	24,0	2,717	13,12	674,50	dura	337,25	120,34	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	4	CL	A-6 (8)	81,77	61,11	20,66	28,9	10,4	2,707	9,40	1006,77	dura	503,38	336,58	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	5	CL	A-7-6 (14)	97,94	61,07	36,87	46,5	21,1	2,715	12,90	2147,61	dura	1073,81	335,77	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	6	CH	A-7-6 (16)	88,37	55,01	33,36	50,1	25,3	2,725	17,70	1079,95	dura	539,97	316,35	Arcilla inorganica de alta plasticidad
	7	CL	A-6 (11)	83,73	65,17	18,56	35,2	17,9	2,697	9,66	1338,68	dura	669,34	394,81	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	8	ML	A-4 (8)	79,17	63,39	15,78	29,7	3,2	2,664	7,90	1267,08	dura	633,54	457,49	Limo inorganico de compresibilidad media
MIRAFLORES	9	ML	A-7-5 (9)	97,66	76,64	29,90	41,2	11,3	2,652	8,60	400,79	dura	200,39	152,41	Limo inorganico de compresibilidad media
	10	MH	A-5 (11)	99,6	84,48	15,12	56,7	7,0	2,655	11,25	1226,71	dura	613,35	454,30	Limo inorganico de Alta comprensibilidad
	11	ML	A-4 (7)	69,34	54,93	14,41	23,0	3,0	2,655	7,64	1072,11	dura	536,05	423,14	Limo inorganico de compresibilidad media
	12	CL	A-6 (10)	95,31	78,85	16,46	29,5	27,8	2,733	6,03	1491,30	dura	745,65	597,57	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	13	ML	A-4 (8)	88,13	74,88	13,25	24,8	2,9	2,656	9,91	1650,69	dura	825,34	582,27	Limo inorganico de compresibilidad media
	14	ML	A-4 (8)	98,77	78,76	20,01	39,2	6,7	2,673	11,58	607,73	dura	303,86	149,72	Limo inorganico de compresibilidad media
	15	ML	A-4 (4)	54,97	45,19	9,78	27,4	2,5	2,644	6,81	1384,10	dura	642,26	262,57	Limo inorganico de compresibilidad media
GERMAN BUSCH	16	CL-ML	A-4 (8)	86,95	64,08	22,87	25,9	6,5	2,748	12,39	848,52	dura	424,26	301,27	Arcilla limosa
	17	CL-ML	A-4 (6)	63,8	51,84	11,96	22,1	7,3	2,746	5,69	1692,71	dura	846,35	491,61	Arcilla limosa
	18	ML	A-4 (8)	89,76	68,69	21,06	40,4	8,1	2,665	10,97	2904,01	dura	1452,01	721,37	Limo inrganico de compresibilidad media
	19	SP-SM	A-3 (0)	10,25	-	-	-	-	2,665	4,15	-	-	-	-	arena mal graduada con limo
SAN MARTIN	20	GW	A-1-a (0)	4,22	-	-	-	-	2,665	4,82	-	-	-	-	Grava bien graduada con arena
	21	ML	A-4 (8)	97,67	78,10	19,57	32,7	8,6	2,699	16,60	1101,22	dura	550,61	362,41	Limo inorganico de compresibilidad media
ARANJUEZ	22	ML	A-4 (8)	83,19	61,51	21,68	32,7	9,0	2,664	11,45	1237,27	dura	618,63	370,74	Limo inorganico de compresibilidad media
	23	CL	A-6 (8)	94,13	73,02	21,11	28,7	10,4	2,773	8,13	236,06	muy firme	118,03	58,78	Limo inorganico de compresibilidad media
	24	CL	A-6 (6)	63,58	54,10	9,48	24,2	11,0	2,708	7,28	1203,95	dura	601,97	451,76	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	25	GC	A-2-6 (0)	24,71	-	-	32,0	11,6	2,649	5,41	-	-	-	-	Grava arcillosa
	26	OL	A-4 (8)	92,33	60,77	31,56	39,0	3,3	2,333	15,39	3018,96	dura	1509,48	455,61	Arcilla organica
	27	SM	A-2-4 (0)	23,56	-	-	23,6	4,0	2,673	5,46	-	-	-	-	Arena limosa
	28	GC	A-2-4 (0)	21,94	-	-	24,4	7,6	2,652	6,96	-	-	-	-	Grava arcillosa
	29	SC-SM	A-2-4 (0)	11,15	-	-	28,2	5,6	2,669	3,91	-	-	-	-	Arena limo Arcillosa
	30	OL	A-4 (8)	78,08	51,41	26,67	31,2	7,0	2,303	8,73	1285,14	dura	642,57	358,29	Limo organico de baja comprensibilidad

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.18. RESUMEN DE RESULTADOS A DOS METROS DE PROFUNDIDAD

BARRIO	PUNTO	CLASIFICACIÓN		% PASA TAMIZ	%LIMO	% ARCILLA	LL	IP	PESO ESPECÍFICO	HUMEDAD	CARGA ÚLTIMA	DEL SUELO	RES. CORTE	MOD. ELASTICIDAD	DESCRIPCIÓN
		SUCS	AASHTO	N° 200					g/cm³	(%)	Qu (kpa)		C (kpa)	E (Mpa)	
SAN BLAS	1	GC	A-2-6(0)	19,35	-	-	24,2	7,8	2,654	8,36	-	-	-	-	Grava arcillosa
	2	CH	A-7-6(18)	98,38	58,77	39,62	53,5	27,4	2,732	16,14	2487,50	dura	1243,75	1099,48	Arcilla inorgnica de Alta plasticidad
	3	CL	A-6(10)	98,33	65,22	33,11	39,8	15,5	2,749	15,27	1088,90	dura	544,44	261,14	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	4	CH	A-7-6(20)	98,55	72,86	25,69	50,2	21,8	2,715	16,88	1846,40	dura	923,19	498,93	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	5	CL	A-7-6(13)	96,43	60,74	35,69	44,7	19,5	2,756	16,94	1344,10	dura	672,05	288,95	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	6	CL	A-7-6(13)	99,08	62,14	36,94	48,5	19,7	2,701	12,12	1498,70	dura	749,36	583,97	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	7	CL	A-6(9)	89,42	68,96	20,46	31,4	13,8	2,736	15,21	1000,00	dura	500,00	400,40	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	8	SM	A-2-4(0)	29,91	-	-	-	-	2,683	16,08	-	-	-	-	Arena limosa
MIRAFLORES	9	SC	A-2-4(0)	23,25	-	-	30,3	10,7	2,688	8,31	-	-	-	-	Arena arcillosa
	10	CL	A-6(10)	81,96	55,50	26,46	36,1	14,4	2,803	2,26	1296,90	dura	648,47	412,59	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	11	SM-SC	A-2-4(0)	25,65	-	-	21,8	4,4	2,672	7,13	-	-	-	-	Arena Limo arcillosa
	12	CL	A-6(9)	91,18	63,78	27,40	33,5	12,5	2,756	6,94	649,23	dura	324,61	135,01	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	13	CL	A-6(8)	84,07	57,18	26,89	28,6	10,2	2,708	9,04	115,96	firme	57,98	128,17	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	14	CL	A-4(8)	92,71	71,63	21,08	27,3	10	2,772	11,76	947,21	dura	473,60	142,63	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	15	SM	A-4(2)	42,80	38,40	4,40	26,1	6,6	2,644	4,50	-	-	-	-	Arena limosa
GERMAN BUSCH	16	GC	A-2-4(0)	25,77	-	-	25,7	9,4	2,666	10,51	-	-	-	-	Grava arcillosa
	17	GC	A-2-4(0)	28,87	-	-	23,3	8,1	2,659	5,30	-	-	-	-	Grava arcillosa
	18	CL	A-6(10)	92,23	66,73	25,50	37,7	16,4	2,733	11,02	909,98	dura	454,94	293,70	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	19	CL	A-6(9)	97,51	68,62	28,88	33,7	12,0	2,710	17,72	1472,60	dura	736,28	202,51	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
SAN MARTIN	20	GW	A-1-a(0)	4,03	-	-	-	-	2,652	4,94	-	-	-	-	Grava bien graduada con arena
	21	GW	A-1-a(0)	2,23	-	-	-	-	2,671	17,07	-	-	-	-	Grava bien graduada con arena
ARANJUEZ	22	CL	A-6(9)	82,85	56,84	26,01	36,0	12,9	2,745	11,59	812,98	dura	406,49	223,46	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	23	GC	A-2-6(0)	22,08	-	-	27,4	12,4	2,644	8,49	-	-	-	-	Grava arcillosa
	24	SC	A-2-4(0)	22,35	-	-	25,1	8,8	2,679	7,38	-	-	-	-	Arena arcillosa
	25	GC	A-2-6(0)	25,65	-	-	33,5	13,2	2,646	5,36	-	-	-	-	Grava arcillosa
	26	CL	A-7-6(16)	82,31	59,47	22,84	45,6	25,1	2,714	12,33	307,64	muy firme	406,49	131,98	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	27	GC	A-2-4(0)	23,39	-	-	24,0	7,6	2,65	5,40	-	-	-	-	Grava arcillosa
	28	GC	A-2-4(0)	25,22	-	-	26,3	8,1	2,652	7,15	-	-	-	-	Grava arcillosa
	29	SP-SC	A-2-4(0)	7,90	-	-	27,7	6,9	2,668	4,15	-	-	-	-	Arena arcillosa mal gradada
	30	GP-GM	A-1-a(0)	7,36	-	-	-	-	2,655	3,03	-	-	-	-	Grava limosa mal gradada

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.19. RESUMEN DE RESULTADOS A TRES METROS DE PROFUNDIDAD

BARRIO	PUNTO	CLASIFICACIÓN		% PASA TAMIZ	%LIMO	% ARCILLA	LL	IP	PESO ESPECÍFICO	HUMEDAD	CARGA ÚLTIMA	CONSISTENCIA DEL SUELO	RES. CORTE	MOD. ELASTICIDAD	DESCRIPCIÓN
		SUCS	AASHTO	N° 200					g/cm³	(%)	Qu (kpa)		C (kpa)	E (Mpa)	
SAN BLAS	1	GC	A-2-6(0)	19,5	-	-	24,4	8,2	2,652	9,28	-	-	-	-	Grava arcillosa
	2	CH	A-7-6(18)	98,38	58,96	39,42	53,6	27,4	2,721	16,73	910,17	dura	455,08	318,83	Arcilla inorganica de alta plasticidad
	3	CL	A-6(10)	98,3	66,63	31,67	39,3	15,1	2,748	15,89	614,97	dura	307,48	80,31	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	4	CL	A-7-6(15)	87,7	69,46	18,24	44,9	24,5	2,747	11,25	1810,13	dura	905,06	472,54	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	5	CL	A-7-6(13)	96,43	64,73	31,7	44,7	20,4	2,709	18,78	2163,64	dura	1081,82	457,57	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	6	CL	A-7-6(14)	99,02	64,39	34,63	47,0	21,1	2,719	11,93	753,84	dura	376,92	260,83	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	7	GC	A-2-6(0)	23,99	-	-	25,1	9,4	2,652	16,74	-	-	-	-	Grava arcillosa
	8	CL	A-7-6(11)	96,24	66,43	29,81	41,5	18,3	2,778	27,59	1255,61	dura	627,80	533,44	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
MIRAFLORES	9	SC	A-2-6(0)	25,26	-	-	29,5	12,1	2,672	8,03	-	-	-	-	Arena Arcillosa
	10	CL	A-6(10)	82,65	57,98	24,67	35,9	13,7	2,704	3,58	1343,70	dura	671,85	528,29	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	11	SC	A-2-4(0)	22,56	-	-	23	6,8	2,677	6,37	-	-	-	-	Arena Arcillosa
	12	CL	A-6(10)	91,06	69,57	21,49	33,5	14,8	2,718	7,25	988,35	dura	494,17	220,08	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	13	SC	A-2-4(0)	20,51	-	-	24,4	7,6	2,669	8,53	-	-	-	-	Arena Arcillosa
	14	CL	A-4(8)	92,56	72,81	19,75	27,0	10,4	2,695	11,89	1063,83	dura	531,91	407,61	Arcilla inorgánica de plasticidad baja a mediana
	15	SM-SC	A-4(1)	42,22	-	-	26,0	6,3	2,671	4,71	-	-	-	-	Arena limo arcillosa
ERMAN BUSC	16	GC	A-2-4(0)	26,22	-	-	26,2	10,4	2,663	10,13	-	-	-	-	Grava arcillosa
	17	GC	A-2-6(0)	27,51	-	-	24,9	9,7	2,652	5,01	-	-	-	-	Grava arcillosa
	18	CL	A-6(11)	91,78	68,35	23,43	37,4	16,1	2,744	11,18	744,55	dura	372,27	325,92	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	19	CL	A-6(9)	97,39	73,71	23,68	33,3	12,6	2,722	18,97	742,06	dura	371,03	263,14	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
SAN MARTIN	20	GW	A-1-a(0)	3,14	-	-		-	2,653	5,21	-	-	-	-	Grava bien gradada
	21	GW	A-1-a(0)	1,24	-	-		-	2,655	17,39	-	-	-	-	Grava bien gradada
ARANJUEZ	22	CL	A-6(9)	82,62	58,48	24,14	35,3	13,3	2,742	11,97	914,60	dura	457,30	197,30	Arcilla inorganica de baja a media plasticidad
	23	GC	A-2-6(0)	23,13	-	-	26,4	11,9	2,652	8,57	-	-	-	-	Grava arcillosa
	24	SM-SC	A-2-4(0)	23,28	-	-	24,7	8,2	2,671	7,87	-	-	-	-	Arena limo arcillosa
	25	GC	A-2-6(0)	25,61	-	-	30,9	11,4	2,653	5,27	-	-	-	-	Grava Arcillosa
	26	GC	A-2-4(0)	22,83	-	-	23,5	8,1	2,652	11,25	-	-	-	-	Grava arcillosa
	27	GC	A-2-4(0)	20,57	-	-	23,4	7,3	2,651	5,20	-	-	-	-	Grava arcillosa
	28	GC	A-2-4(0)	23,47	-	-	26,2	7,9	2,653	8,11	-	-	-	-	Grava arcillosa
	29	SP-SC	A-2-4(0)	7,57	-	-	27,0	6,8	2,672	4,86	-	-	-	-	Arena arcillosa mal gradada
	30	GP-GM	A-1-a(0)	6,44	-	-	-	-	2,651	3,15	-	-	-	-	Grava limosa mal gradada

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

CAPÍTULO IV
ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1.Análisis

Los resultados del ensayo de compresión no confinada, obtenidos en laboratorio, de muestras inalteradas extraídas de campo, de los diferentes barrios y puntos, y también a diferentes profundidades (como indica en el Capítulo III) se los gráficos y representó según el tipo de suelo que se presentó de todas las muestras en general del distrito 12 de la ciudad de Tarija, en gráficas separadas.

De la tabla de resultados general del punto 4.1., para un mejor análisis y apreciación de resultados, lo dividimos de acuerdo a la clasificación de suelos SUCS por tipo de suelo, donde se realizará el análisis para los diferentes tipos de suelos existentes en dicha área de estudio

4.1.1. Análisis de resultados de suelos CL

Tabla 4.1. Resultados Qu,LL y %H de suelos CL

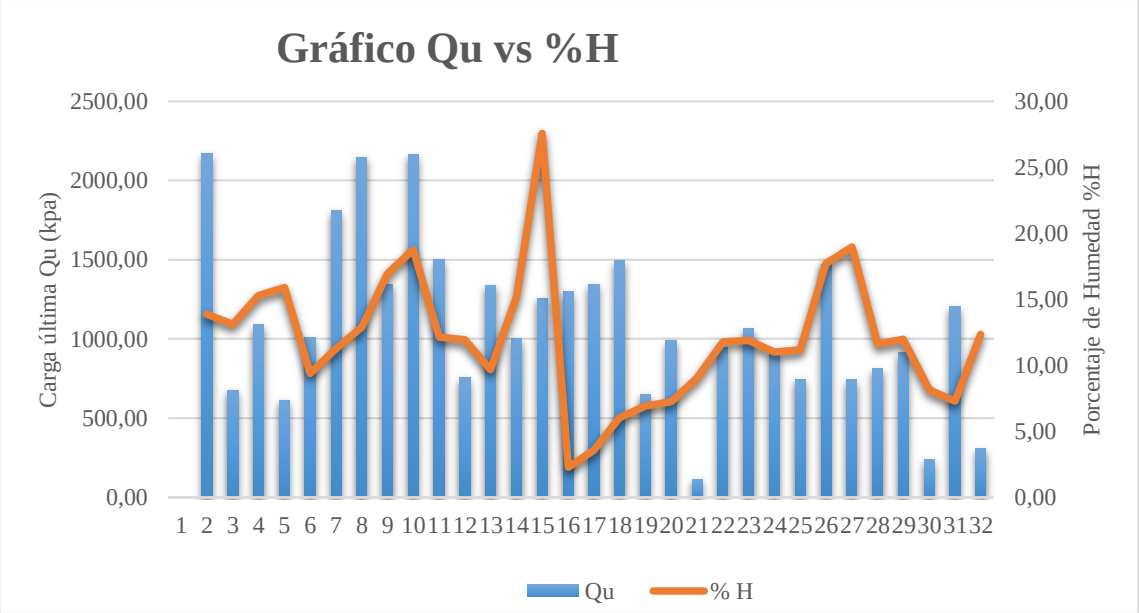
Clasificación		Qu (kpa)	LL	% H
SUCS	AASHTO			
CL	A-7-6 (17)	2168,27	47,20	13,89
CL	A-7-6 (15)	674,50	45,20	13,12
CL	A-6(10)	1088,88	39,80	15,27
CL	A-6(10)	614,97	39,30	15,89
CL	A-6 (8)	1006,77	28,90	9,40
CL	A-7-6(15)	1810,13	44,90	11,25
CL	A-7-6 (14)	2147,61	46,50	12,90
CL	A-7-6(13)	1344,11	44,70	16,94
CL	A-7-6(13)	2163,64	44,70	18,78
CL	A-7-6(13)	1498,73	48,50	12,12
CL	A-7-6(14)	753,84	47,00	11,93
CL	A-6 (11)	1338,68	35,20	9,66
CL	A-6(9)	1000,00	31,40	15,21
CL	A-7-6(11)	1255,61	41,50	27,59
CL	A-6(10)	1296,94	36,10	2,26
CL	A-6(10)	1343,70	35,90	3,58
CL	A-6 (10)	1491,30	29,45	6,03
CL	A-6(9)	649,23	33,50	6,94
CL	A-6(10)	988,35	33,50	7,25
CL	A-6(8)	115,96	28,60	9,04
CL	A-4(8)	947,21	27,30	11,76
CL	A-4(8)	1063,83	27,00	11,89
CL	A-6(10)	909,89	37,70	11,02

CL	A-6(11)	744,55	37,40	11,18
CL	A-6(9)	1472,57	33,70	17,72
CL	A-6(9)	742,06	33,30	18,97
CL	A-6(9)	812,98	36,00	11,59
CL	A-6(9)	914,60	35,30	11,97
CL	A-6 (8)	236,06	28,70	8,13
CL	A-6 (6)	1203,95	24,20	7,28
CL	A-7-6(16)	307,64	45,60	12,33

Fuente: Elaboración propia

Se reflejará en dos gráficos el comportamiento de la carga última (qu) vs porcentaje (H%) de humedad y carga última (qu) vs límite líquido (LL), para un mejor análisis de sus comportamientos de los mismos frente a cada valor particular que presentan en este caso solo de los suelos tipo CL.

Figura 4.1. Gráfico Qu vs %H de suelos CL



Fuente: Elaboración propia

De los ensayos obtenidos en laboratorio y representándolo en el gráfico los resultados de los suelos CL vs %H , haremos referencia en los puntos altos y bajos del gráfico.

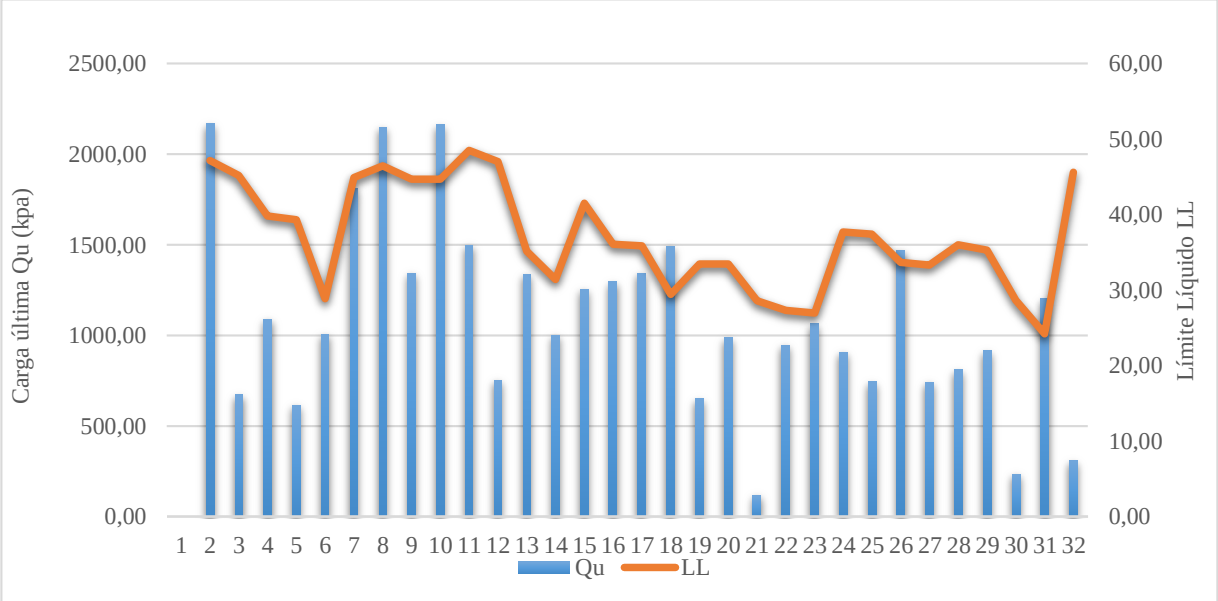
Donde se verifica que, en el punto 2 se tiene una consistencia de suelo dura (2168.27 kpa) y una humedad de 13.89%, a diferencia del punto 15 donde se tiene una consistencia de suelo dura (1266.61 kpa) y un porcentaje de humedad de 27.59% y un punto 16 con una consistencia del suelo dura (1296.94 kpa) y un porcentaje de humedad de 2.26%, esto

se debe a la ubicación de los puntos ya que están dispersos por los diferentes barrios del distrito 12 de la ciudad de Tarija, y que los suelos no son uniformes ya que existen variedad de estratos de suelo, a diferentes profundidades, presencia de suelo orgánico, y por lo tanto podemos decir que el comportamiento de un volumen de suelo, (la relación de vacíos, la porosidad y el grado de saturación) es complejo de definir o evidenciar exactamente por los factores que lo componen, entonces nuestros resultados son netamente puntuales.

Por lo que en el punto 21 tenemos una consistencia de suelo firme, en el punto 30 y 32 tenemos una consistencia de suelo muy firme, de acuerdo a la tabla de Clasificación de las arcillas en función a su resistencia de ingeniería geológica (Gonzales de Vallejo, 2002) y los puntos restantes de estos suelos seleccionados (CL) tienen una consistencia de suelo dura.

Por lo que de acuerdo a los resultados obtenidos podemos decir que, a menor porcentaje de humedad en los suelos arcillosos, tenemos una capacidad portante del suelo o carga ultima, más alta, cabe decir que es inversamente proporcional el Porcentaje de Humedad (%H) a la Carga Última (Qu)

Figura 4.2. Gráfico Qu vs LL de suelos CL



Fuente: Elaboración propia

De los ensayos obtenidos en laboratorio y representándolo en el gráfico, los resultados de los suelos CL vs LL, haremos referencia en los puntos altos y bajos del gráfico.

En este gráfico al igual que el anterior (Gráfico Qu vs %H) tenemos los puntos dispersos, donde en el punto 21 tenemos un límite líquido (LL) de 28.60 y una carga última (Qu) de 115, 96 kpa donde notamos que existe una carga última baja cuando tenemos un límite líquido alto, al igual que los puntos 30 y 32 con valores similares, y en el punto 2 tenemos una carga última (Qu) de 2168.27 kpa y un límite líquido (LL) de 47.20 al igual que los puntos 7,8 y 10 con valores similares.

4.1.2. Tablas y gráficos de resultados

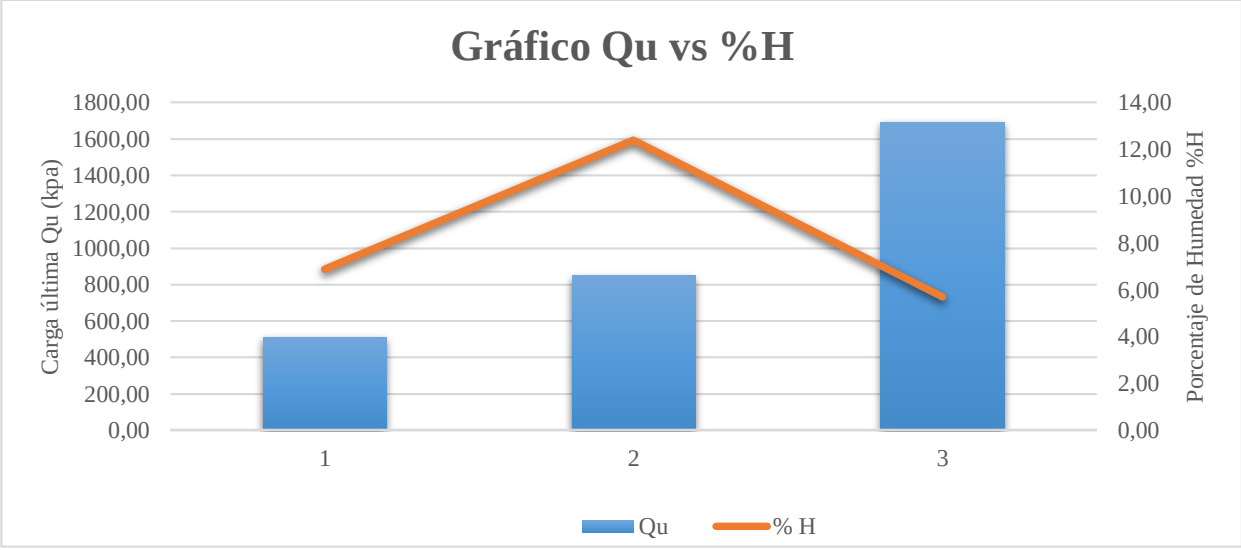
De acuerdo al análisis anterior, se realiza del mismo modo las tablas y los gráficos para los demás tipos de suelos obtenidos en este proyecto de investigación, con el ensayo de compresión no confinada.

Tabla 4.2. Resultados Qu,LL y %H de suelos CL-ML

Clasificación		Qu(kpa)	LL	% H
SUCS	AASHTO			
CL-ML	A-4 (8)	508,10	28,20	6,87
CL-ML	A-4 (8)	848,52	25,90	12,39
CL-ML	A-4 (6)	1692,71	22,10	5,69

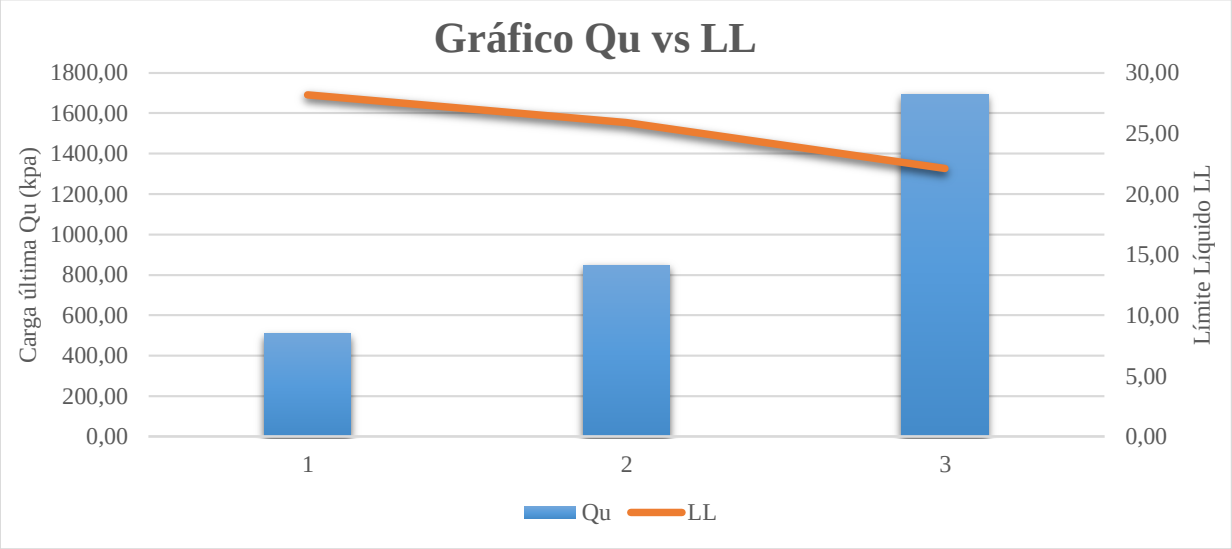
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.3. Gráfico Qu vs %H de suelos CL-*ML*



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.4. Gráfico Qu vs LL de suelos CL-*ML*



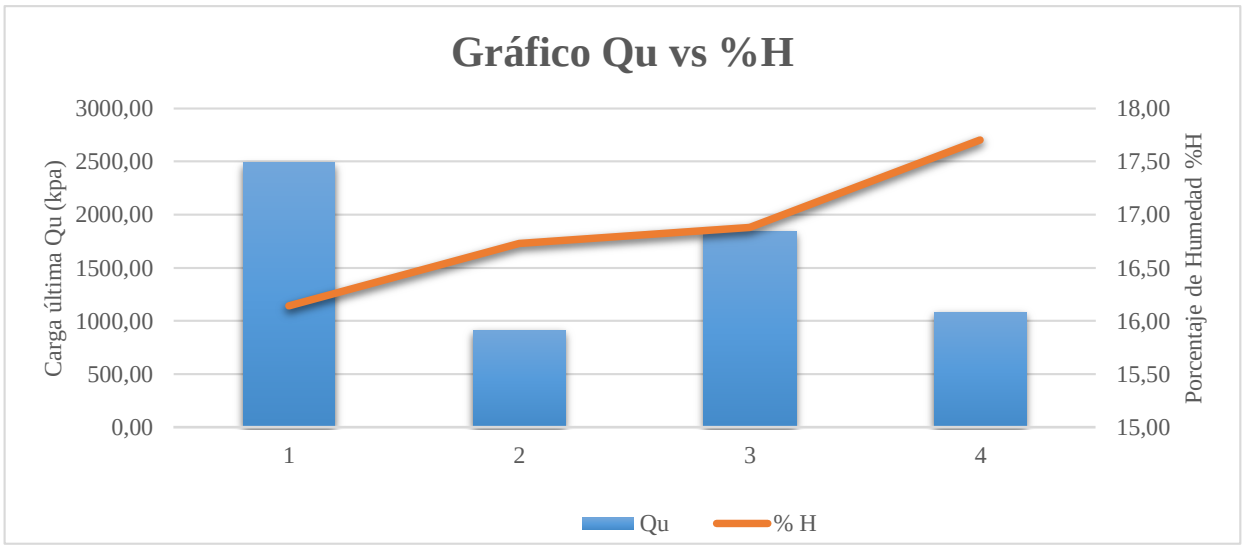
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.3. Resultados Qu,LL y %H de suelos CH

Clasificación		Qu(kpa)	LL	% H
SUCS	**AASHTO**			
CH	A-7-6(18)	2487,50	53,50	16,14
CH	A-7-6(18)	910,17	53,60	16,73
CH	A-7-6(20)	1846,38	50,20	16,88
CH	A-7-6 (16)	1079,95	50,10	17,70

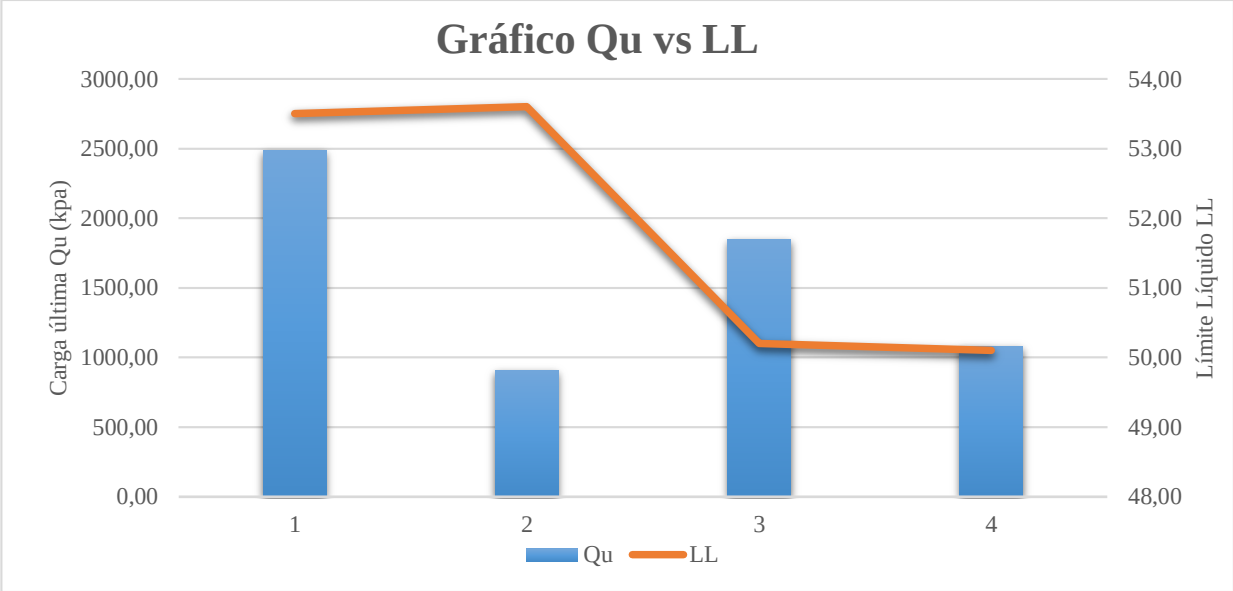
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.5. Gráfico Qu vs %H de suelos CH



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.6. Gráfico Qu vs LL de suelos CH



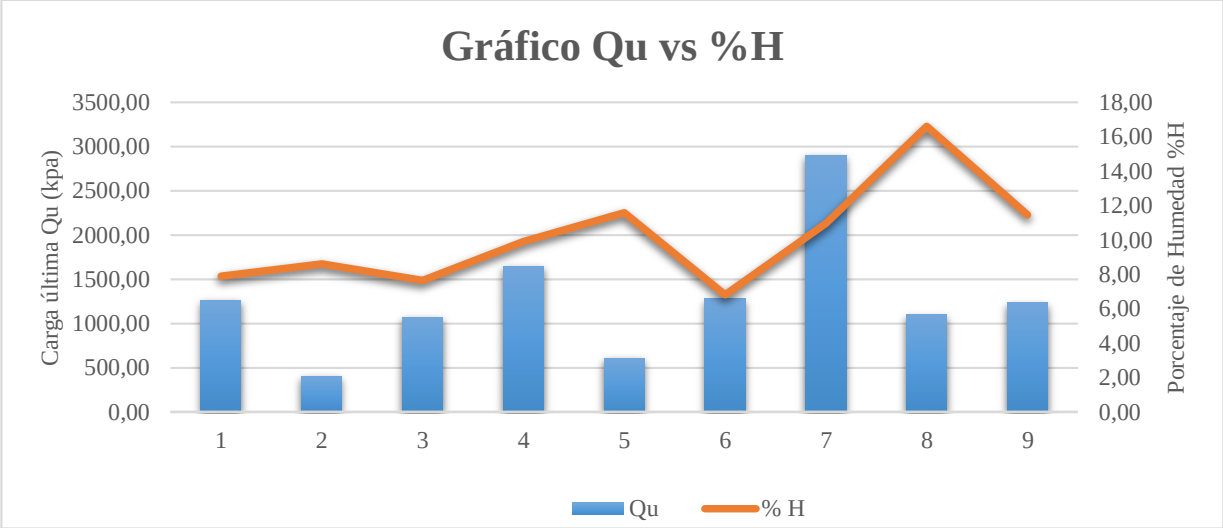
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.4. Resultados Qu,LL y %H de suelos ML

Clasificación		Qu(kpa)	LL	% H
SUCS	**AASHTO**			
ML	A-4 (8)	1267,08	29,70	7,90
ML	A-7-5 (9)	400,79	41,20	8,60
ML	A-4 (7)	1072,11	23,00	7,64
ML	A-4 (8)	1650,69	24,80	9,91
ML	A-4 (8)	607,73	39,20	11,58
ML	A-4 (4)	1284,10	27,40	6,81
ML	A-4 (8)	2904,01	40,40	10,97
ML	A-4 (8)	1101,22	32,70	16,60
ML	A-4 (8)	1237,27	32,70	11,45

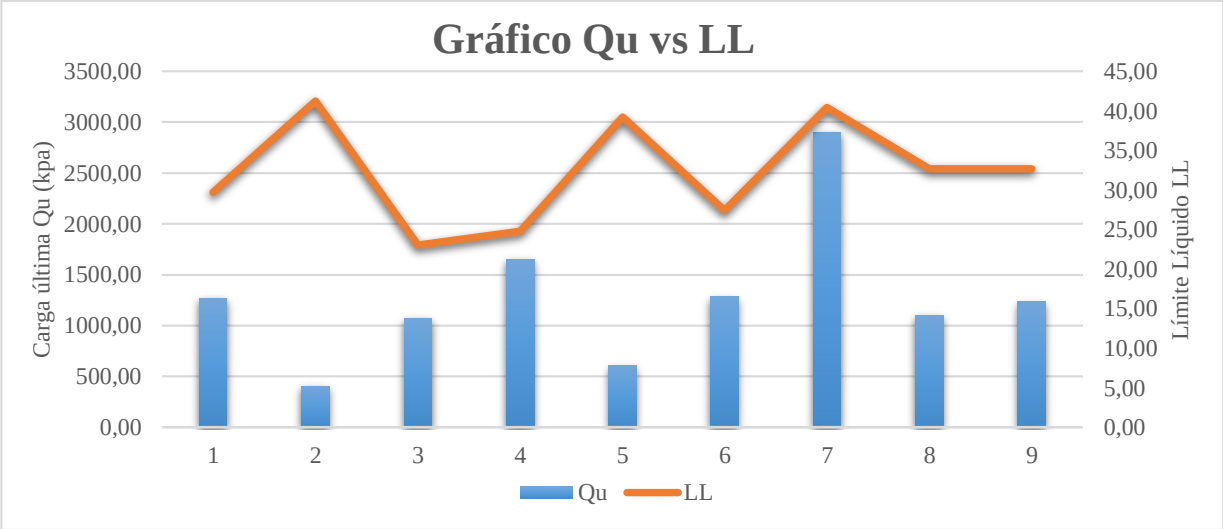
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.7. Gráfico Qu vs %H de suelos ML



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.8. Gráfico Qu vs LL de suelos ML



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.5. Resultados Qu,LL y %H de suelos MH

Clasificación		Qu(kpa)	LL	% H
SUCS	AASHTO			
MH	A-5 (11)	1226,71	56,70	11,25

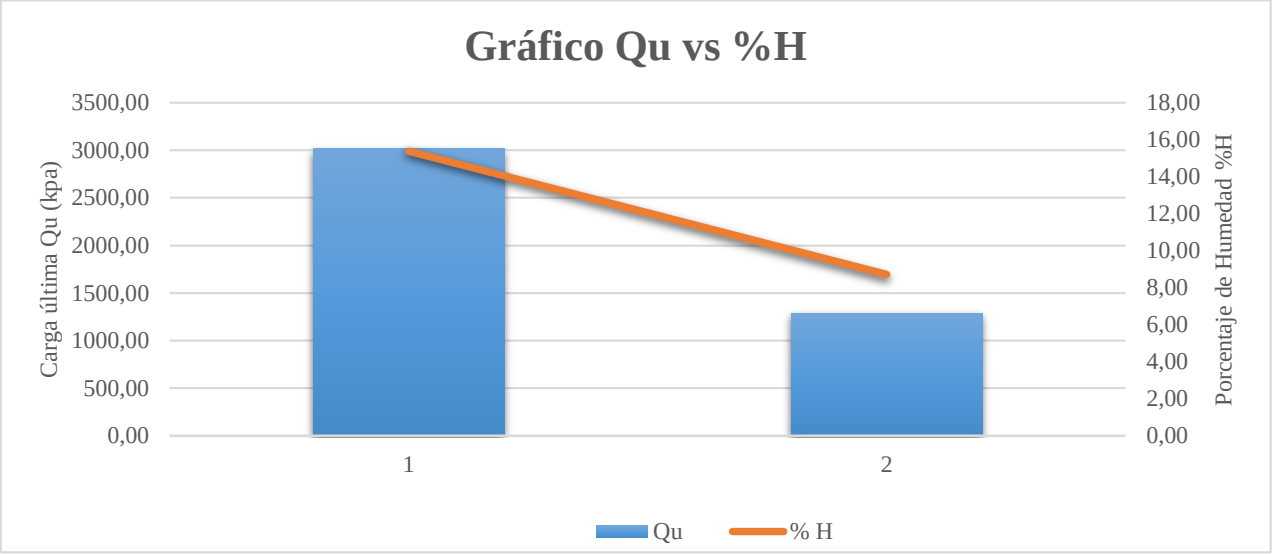
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.6. Resultados Qu,LL y %H de suelos OL

Clasificación		Qu(kpa)	LL	% H
SUCS	AASHTO			
OL	A-4 (8)	3018,96	39,00	15,39
OL	A-4 (8)	1285,14	31,20	8,73

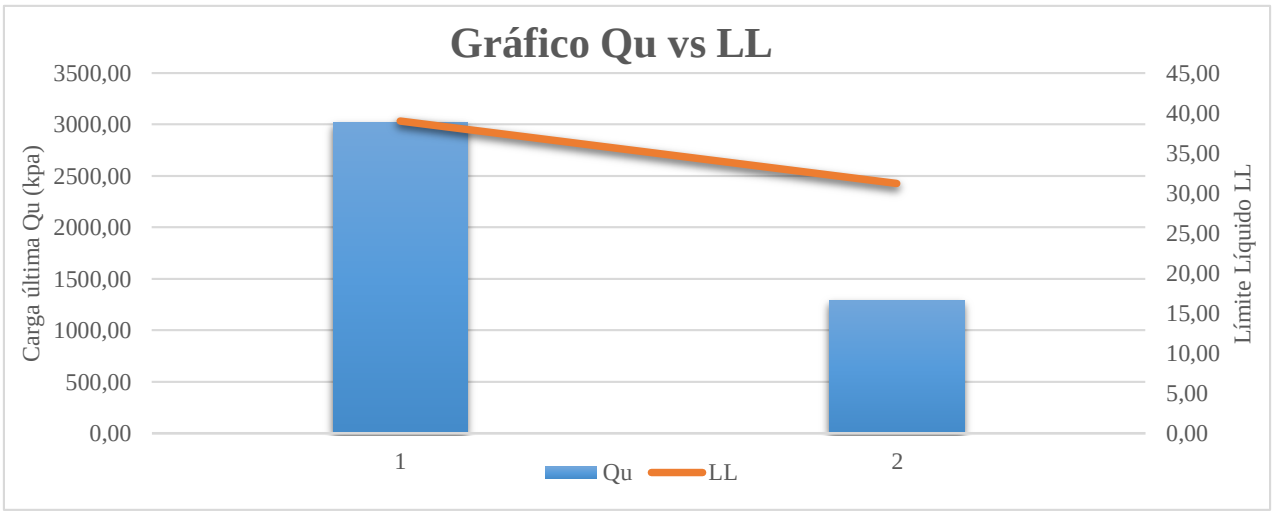
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.9. Gráfico Qu vs %H de suelos OL



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.10. Gráfico Qu vs LL de suelos OL



Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos, mediante la prueba de laboratorio de compresión no confinada, son aplicables para hallar o conocer la capacidad portante del suelo, que no es más que la resistencia que tiene el suelo a cargas o esfuerzos que le son sometidos a través de fundaciones estructurales, edificaciones o construcciones civiles, en las cuales se van a implantar sobre esta masa de suelo.

4.1.3. Estadística Descriptiva

Los datos observados del proyecto de la investigación, los llevamos a una tabla para su mejor análisis, y así generar gráficos y describir su funcionalidad, comportamiento y características.

Tabla 4.7 Resultados de Carga Última

Datos de carga última				
2168,27	947,21	1072,11	753,84	307,64
674,5	1063,83	1650,69	1338,68	508,1
1088,88	909,89	607,73	1000	848,52
614,97	744,55	1284,1	1255,61	1692,71
1006,77	1472,57	2904,01	1296,94	2487,5
1810,13	742,06	1101,22	1343,7	910,17
2147,61	812,98	1237,27	1491,3	1846,38
1344,11	914,6	1226,71	649,23	1079,95
2163,64	236,06	3018,96	988,35	1267,08
1498,73	1203,95	1285,14	115,96	400,79

Fuente: Elaboración propia

Cálculos previos

- Número de datos observados

$$N = 50$$

- Valor mínimo de los datos observados

$$L\ inferior = 116,0$$

- Valor máximo de los datos observados

$$L\ superior = 3019,0$$

- Rango de datos

$$R = Dato\ mayor - Dato\ menor$$

$$R = 2903,0$$

- Número de clases

Número de clases = 1+3.322log N

Número de clases = 7 *redondeo al inmediato superior*

- Ancho de clase

$$Ancho\ de\ clase = \frac{Lim\ superior - Lim\ inferior}{número\ de\ clase}$$

Ancho de clase = 414,7

Tabla 4.8. Cálculos previos

Cálculos previos	
Nº de datos	50,0
L inf	116,0
L sup	3019,0
Rango	2903,0
Nº clases	7,0
Ancho de clase	414,7

Fuente: Elaboración propia

Con los datos o cálculos previos, obtenemos la tabla de distribución de frecuencias

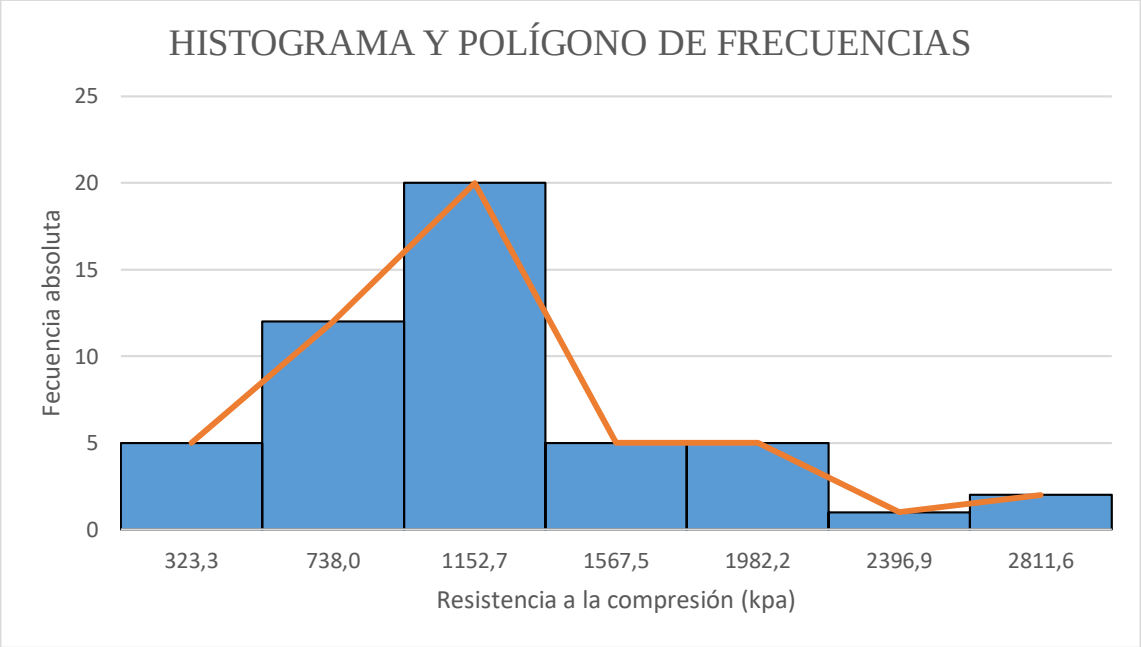
Tabla 4.9. Tabla de distribución de frecuencias

Nº de clase	**Intervalos de clase**		**Carga última**	**Frecuencia absoluta**	**Frecuencia absoluta acumulada**	**Frecuencia relativa (%)**	**Frecuencia relativa acumulada (%)**
	L inf	L sup	mi	ni	Ni	fi	Fi
0							
1	116,0	530,7	323,3	5	5	10	10
2	530,7	945,4	738,0	12	17	24	34
3	945,4	1360,1	1152,7	20	37	40	74
4	1360,1	1774,8	1567,5	5	42	10	84
5	1774,8	2189,5	1982,2	5	47	10	94
6	2189,5	2604,2	2396,9	1	48	2	96
7	2604,2	3019,0	2811,6	2	50	4	100

Fuente: Elaboración propia

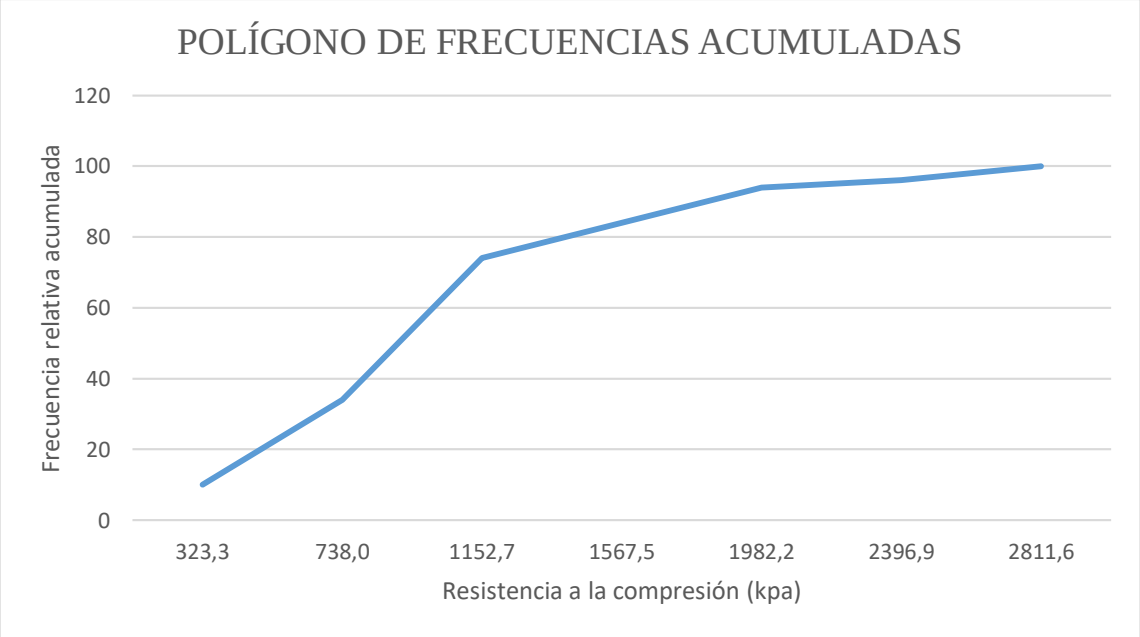
Con la tabla de distribución de frecuencias graficamos el Histograma y el Polígono de frecuencias.

Figura 4.11 Gráfico Histograma y Polígono de frecuencias



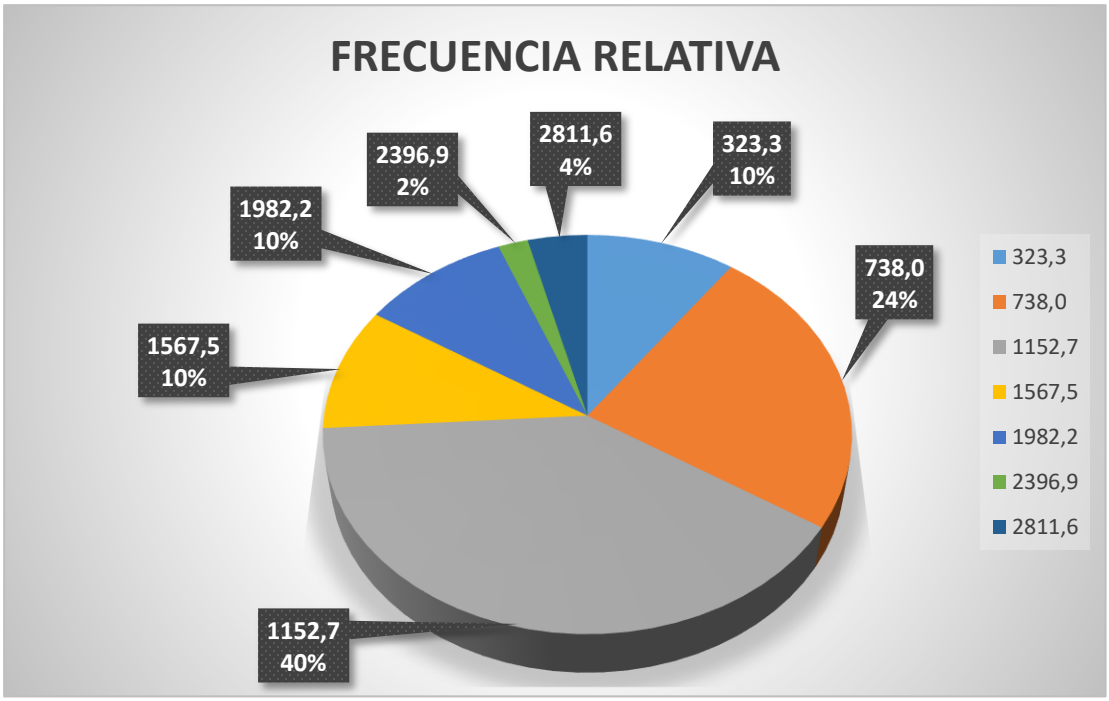
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.12 Gráfico Polígono de frecuencias acumuladas



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.13 Gráfico Frecuencia relativa



Fuente: Elaboración propia

4.1.4. Estadística inferencial

Para establecer un análisis o juicio sobre el comportamiento de las muestras o resultados obtenidos, demostraremos un aproximado del comportamiento de su población constituida, con este modelo estadístico.

Al tratarse de muestras mayores n>= 30, y teniendo 50 muestras en este caso, la distribución se ajustará de mejor manera a la distribución normal, el T-Student se ajusta mejor a muestras pequeñas (n<30).

4.1.4.1. La distribución Normal (n>=30)

Prueba de hipótesis

A través del método de intervalos de confianza, analizaremos los resultados de carga última del ensayo a la compresión no confinada, de los 50 puntos en estudio del distrito 12 de la ciudad de Tarija, entre el rango que se encuentra la muestra con un nivel de confianza (NC) de 95% y un nivel de significancia de 5% (α), considerando un nivel de investigación normal, por tratarse de exigencias técnicas, sociales.

Tabla 4.10. Resultados del ensayo de Compresión no Confinada

Tipo de suelo	Carga Última	Tipo de suelo	Carga Última	Tipo de suelo	Carga Última
CL	2168,27	CL	947,21	ML	1072,11
CL	674,50	CL	1063,83	ML	1650,69
CL	1088,88	CL	909,89	ML	607,73
CL	614,97	CL	744,55	ML	1284,10
CL	1006,77	CL	1472,57	ML	2904,01
CL	1810,13	CL	742,06	ML	1101,22
CL	2147,61	CL	812,98	ML	1237,27
CL	1344,11	CL	914,60	MH	1226,71
CL	2163,64	CL	236,06	OL	3018,96
CL	1498,73	CL	1203,95	OL	1285,14
CL	753,84	CL	307,64		
CL	1338,68	CL-ML	508,10		
CL	1000,00	CL-ML	848,52		
CL	1255,61	CL-ML	1692,71		
CL	1296,94	CH	2487,50		
CL	1343,70	CH	910,17		
CL	1491,30	CH	1846,38		
CL	649,23	CH	1079,95		
CL	988,35	ML	1267,08		
CL	115,96	ML	400,79		

Fuente: Elaboración propia

Se tiene un número de datos mayor a 30, para ello utilizamos la prueba de distribución normal para un mejor análisis y ajuste de datos.

4.1.4.1.1. Intervalo de confianza

- Con los valores de carga última de la tabla 4.10 se tiene los siguientes resultados previos para la prueba de los intervalos de confianza

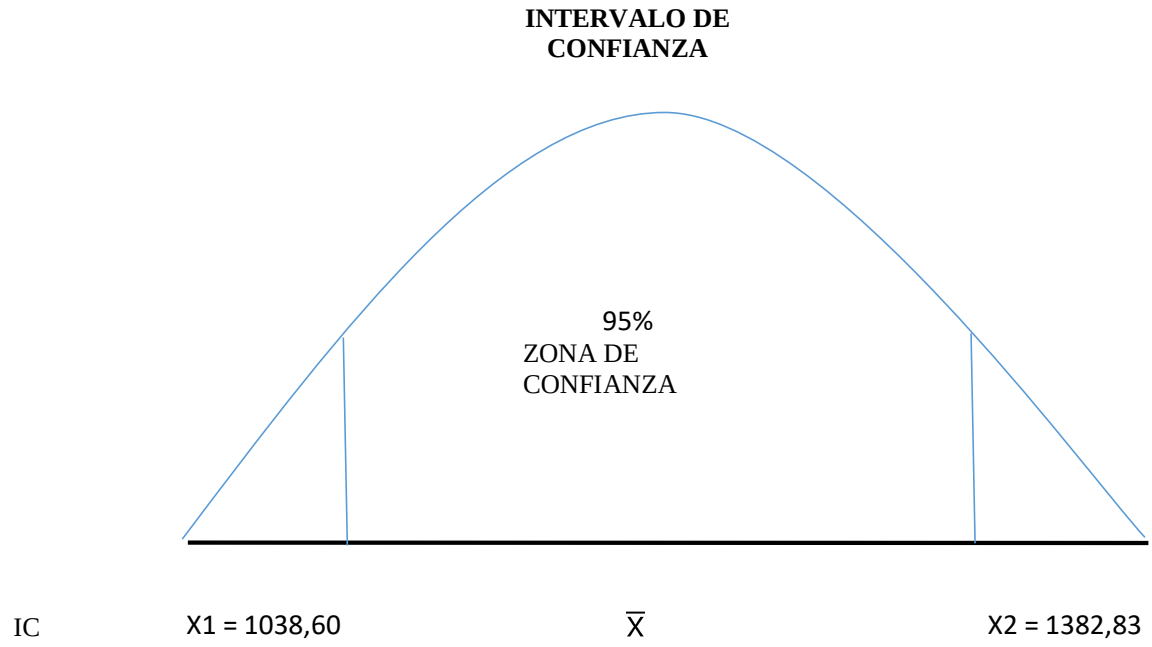
Tabla 4.11. Cálculos previos para el intervalo de confianza

CONFIANZA	95%
ALFA	0,05
n	50
MEDIA	1210,71
S	620,95

PRECISIÓN	172,12
Linf	1038,60
Lsup	1382,83

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.14 Distribución estandarizada



Fuente: Elaboración propia

Se puede ver y analizar, que con una confianza del 95% se puede estimar que, el promedio de datos de carga última de la compresión no confinada, estará entre un rango de 1038.60 kpa como límite inferior y 1382.83 kpa como límite superior.

Tabla 4.12. Resultados dentro del (NC)

CL	2168,27	CL	947,21	ML	1072,11
CL	674,5	CL	1063,83	ML	1650,69
CL	1088,88	CL	909,89	ML	607,73
CL	614,97	CL	744,55	ML	1284,1
CL	1006,77	CL	1472,57	ML	2904,01
CL	1810,13	CL	742,06	ML	1101,22
CL	2147,61	CL	812,98	ML	1237,27
CL	1344,11	CL	914,6	MH	1226,71
CL	2163,64	CL	236,06	OL	3018,96
CL	1498,73	CL	1203,95	OL	1285,14
CL	753,84	CL	307,64		
CL	1338,68	CL-ML	508,1		
CL	1000	CL-ML	848,52		
CL	1255,61	CL-ML	1692,71		
CL	1296,94	CH	2487,5		
CL	1343,7	CH	910,17		
CL	1491,3	CH	1846,38		
CL	649,23	CH	1079,95		
CL	988,35	ML	1267,08		
CL	115,96	ML	400,79		

Fuente: Elaboración propia

Se señala los datos de carga última que se encuentran dentro del intervalo de confianza del 95%, junto a su tipo de suelo, según la clasificación de los suelos SUCS.

En los datos que se encuentran dentro de este análisis de un 95% de confianza, se observa que, de acuerdo a la clasificación de las arcillas en función a su resistencia, su consistencia pertenece a un suelo DURO, por lo que se puede concluir que el distrito 12 de la ciudad de Tarija tiene un suelo confiable para la construcción de obras civiles lo cual se refleja en el mapeo elaborado del distrito.

4.1.4.1.2. Cálculo del estadístico (Z) con una sola muestra

- sabiendo que:

variable calculada $$Zc = \frac{\bar{x} - \mu}{\frac{\sigma}{\sqrt{n}}}$$

Donde:

$\bar{x}$= media de la muestra

μ= media poblacional

σ= desviación estándar

n= tamaño de los datos observados

- La contrastación se hace con la siguiente comparación

$$Si\ Z_c > Z\ entonces\ H_0\ debe\ rechazarse$$

$$Z = Z_t \rightarrow extraida\ de\ tablas\ de\ variables\ estandarizada$$

Tabla 4.13. Muestra (Compresión no Confinada)

Datos de carga última a la Compresión no Confinada (kpa)				
2168,27	947,21	1072,11	753,84	307,64
674,5	1063,83	1650,69	1338,68	508,1
1088,88	909,89	607,73	1000	848,52
614,97	744,55	1284,1	1255,61	1692,71
1006,77	1472,57	2904,01	1296,94	2487,5
1810,13	742,06	1101,22	1343,7	910,17
2147,61	812,98	1237,27	1491,3	1846,38
1344,11	914,6	1226,71	649,23	1079,95
2163,64	236,06	3018,96	988,35	1267,08
1498,73	1203,95	1285,14	115,96	400,79

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la media de la muestra

$\bar{x}$ = 1210,714 kpa

- El parámetro de comparación, según experiencia recomendada, como valor mínimo de resistencia (qu) que es igual a "μ", tomaremos el valor de:

$$\mu = 50 \text{ kpa}$$

- Desviación estándar de la población

$$\sigma = 620{,}959482 \text{ kpa}$$

- Tamaño de la muestra

$$n = 50$$

- La formulación de la hipótesis está dada de la siguiente forma:

$\boldsymbol{H_{INV}}$ – El muestreo aleatorio de suelos en la zona del distrito 12 de la ciudad de Tarija, define un mapeo confiable de la carga última y su resistencia cortante.

Por lo que:

$$H_0: \ \bar{x} < \mu$$
$$H_1: \ \bar{x} \geq \mu$$

Según la hipótesis alternativa y de acuerdo a la gráfica de distribución estandarizada se trata de un tipo II, proporciones directas con cola a la derecha.

- Se procede a definir el nivel de confianza y el valor de significancia:

El nivel de confianza es: NC= 95% = 0,95

La significancia es para una sola cola α = 5% = 0,05

De tabla se puede extraer el valor de (Z)

Figura 4.15 Tabla de valores usadas para la prueba de Hipótesis

Tabla 32: Relación del nivel de investigación con el uso

Nivel de investigación	Nivel de significancia (α) [%]	Nivel de Confianza (NC) [%]	Tipo de exigencia en la investigación
Bajo lo normal	10	90	Para uso comercial de bajo riesgo
Normal	5	95	Exigencias técnicas, sociales, técnicas, etc.
Muy exigente	1	99	Implica riesgos directos en las personas.

Tabla 33: Valores usuales para la prueba de hipótesis

Nivel de Confianza [%]	90	95	99
Nivel de Significancia [%]	10	5	1
Valor (z) una sola cola	1.28	1.64	2.32
Valor (z) dos colas	1.64	1.96	2.57

Fuente: Guía criterios de investigación en Ingeniería Civil

-Z de Tabla: $Z_t =$ 1,64 positivo por ser cola a la derecha

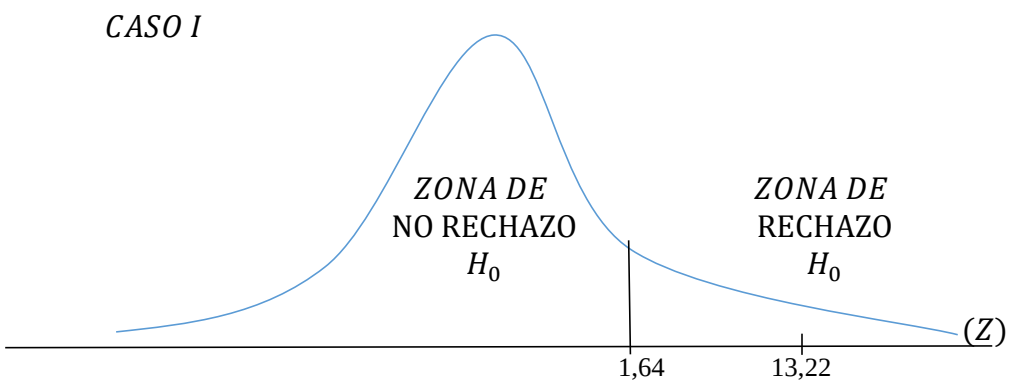
-Z calculada: $$Zc = \frac{x - \mu}{\frac{\sigma}{\sqrt{n}}} = \frac{1210{,}714 - 50}{\frac{620{,}96}{\sqrt{50}}}$$

$$Zc = 13{,}21742826$$

- Comparación de variable

$$Zc \geq Z_t \rightarrow 13{,}22 \geq 1{,}64$$

DISTRIBUCÓN ESTANDARIZADA



- La conclusión definitiva

$$H_0 \ SE\ RECHAZA \rightarrow H_1\ SI\ SE\ ACEPTA$$

- Conclusión de la Hipótesis de Investigación

$$H_{INV}\ DERIVO\ A \rightarrow H_0\ DEBE\ SER\ RECHAZADA$$

$$H_0 \ SE\ RECHAZA \rightarrow H_{INV}\ DEBE\ SER\ ACEPTADA$$

La hipótesis de investigación es aceptada, lo que indica que hay suficiente evidencia para determinar que los valores de resistencia o carga última y su resistencia cortante, son confiables para la elaboración de un mapeo del distrito 12 de la ciudad de Tarija.

4.1.5. Especificaciones técnicas

DESCRIPCIÓN

El proyecto de investigación, consiste en la excavación de suelo semiduro, de los puntos establecidos en todo el distrito 12 de la ciudad de Tarija, y la extracción de muestras a diferentes profundidades, para posteriormente llevar a laboratorio dichas muestras, para tallar las mismas y obtener un pastón de 7cm de altura y 3,5cm como mínimo. Cumpliendo la relación de esbeltez, incluye todas las herramientas necesarias, desde la excavación y extracción de suelo hasta la prueba de compresión de cada muestra, incluye también el levantamiento topográfico de cada punto de extracción de muestras para luego elaborar un mapa indicando cada punto y profundidad de extracción de muestras respectivamente, reflejando en este como dato principal, la carga última y la resistencia al corte a la compresión no confinada, entre otros.

MATERIALES HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Se debe contar con todos los materiales, herramientas, equipo y personal necesario para la ejecución del proyecto de investigación.

Los equipos a utilizarse serán los siguientes:

- Pala
- Pico
- Papel film para hermetizar las muestras
- Tallador de muestras
- Nivel de mano
- Vernier
- Flexómetro
- Equipo de compresión uniaxial (Prensa)

Además de estos se deberá proveer los materiales, las herramientas y los equipos necesarios para la correcta ejecución de los trabajos del proyecto de investigación.

FORMA DE EJECUCIÓN

Antes de iniciar con la excavación y extracción de muestras en el distrito 12 de la ciudad de Tarija, deben de estar debidamente reflejados los puntos de muestreo en un plano, con coordenadas de cada uno de los puntos a ser estudiados.

Las herramientas necesarias para la excavación de suelo semiduro, pala pico y demás herramientas menores o, si el investigador lo ve necesario, el uso de maquinaria pesada como la retroexcavadora (gallinita), para un avance más eficiente.

La extracción de muestras se debe realizar cuidadosamente, sin provocar fisuras ni alteraciones a las condiciones naturales de la muestra, hermetizando cada una de ellas al mismo instante de ser extraídas, para así conservar, en lo posible, su totalidad de humedad natural.

En un laboratorio de suelos se procede a el tallado de cada una de las muestra con un tallador o de manera manual, siguiendo los cuidados correspondientes para una buena ejecución y obtención de resultados.

Se mide la altura y el diámetro o lado de la probeta o muestras, con una precisión de 0,1 mm mediante un calibrador con nonio o un objeto análogo (vernier). La relación de altura (H) a diámetro (∅) debe encontrarse entre 2 y 2.5. $2.0 \leq H \; \emptyset \leq 2.5$, se debe nivelar las superficies planas de las probetas para una correcta elaboración, al momento de llevar la muestra a la prensa.

Se pesa la muestra, se coloca la probeta en la prensa de modo que quede perfectamente centrada, se acciona el dispositivo de avance lo estrictamente necesario para que la probeta toque a la placa superior de la prensa, se pone en cero el indicador de deformaciones, se calibra el equipo utilizado, se acciona el equipo hasta que la probeta falle o se detiene en un lapso de 10min, se recolectan datos de la prueba, para luego realizar los trabajos correspondientes de gabinete.

Posteriormente se elaborará un mapeo con los resultados principales a obtener del presente proyecto de investigación, que son la carga última y esfuerzo al corte, bajo indicaciones de un especialista o ingeniero civil tutor.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.CONCLUSIONES

- Se pudo determinar la carga última y resistencia de muestras de suelo inalteradas, del distrito 12 de la ciudad de Tarija satisfactoriamente, con cuyos datos observados se pudo realizar el mapeo de dicho distrito de forma adecuada, el cual se muestra en anexos del proyecto de investigación.

- Se pudo identificar y realizar la extracción de muestras inalteradas, del distrito 12 de la ciudad de Tarija, de 30 puntos a diferentes alturas (1 metro, 2 metros y 3 metros) respectivamente, teniendo 50 muestras de suelos finos, como resultado de la caracterización, con los cuales se realizó el procedimiento experimental del proyecto de investigación, con la ayuda de la herramienta de Compresión no Confinada.

- Se realizó el procedimiento adecuado de extracción para cada muestra de suelo, teniendo en cuenta que la pérdida de humedad sea mínima y sin que tenga algún tipo de fisuras o fractura. En cada punto de sondeo o excavación se extrajo una o dos muestras protegiendo la misma, hermetizándolos y así conservando sus características naturales, de esta manera se pudo obtener resultados confiables para el presente proyecto de investigación del distrito 12 de la ciudad de Tarija.

- Se estableció cálculos previos al ensayo, como las características granulométricas del suelo, los límites de consistencia, el contenido de humedad y así se pudo clasificar cada muestra para poder seleccionar suelos finos cohesivos y obtener resultados adecuados con el ensayo de compresión no confinada, ya que de una muestra sin cohesión, que es la acción y efecto de unirse las cosas entre sí, no hubiésemos podido obtener o tallar los pastones o cilindros para poder llevarlos al equipo y poder realizar dicho ensayo experimental.

- La hipótesis de investigación es aceptada, lo que indica que hay suficiente evidencia para determinar que los valores de resistencia o carga última y su resistencia cortante, son confiables para la elaboración de un mapeo del distrito 12 de la ciudad de Tarija.

- La capacidad portante del suelo o carga última del suelo, sometidos a esfuerzo de compresión no confinado, nos da un valor, que según la clasificación de (Terzaghi y Peck, 1955) en su mayoría, corresponde a un suelo de consistencia dura. También obtuvimos el

valor de la resistencia al corte, simplemente dividendo este valor por 2, como se muestra en tablas y además se refleja en una gráfica del círculo de Mohr, que la evolvente de falla siempre será de manera horizontal, al no tener confinamiento lateral, por lo que el esfuerzo normal es igual a cero (σ3=0) y el ángulo de fricción interna también es cero (Φ=0).

- Con el ensayo de compresión no confinada obtuvimos también el valor de la cohesión en condiciones inalteradas del suelo o sin drenar (Cu), que es igual al de la resistencia al corte, ya que, al tener un ángulo de fricción interna igual a cero, la ecuación del esfuerzo al corte se simplifica, quedando en igualdad a la cohesión ($\tau_f = c$).

- Con la curva, esfuerzo vs deformación, generados con los datos obtenidos de la compresión no confinada, se pudo también encontrar el módulo de elasticidad o el módulo de Young, por lo que se pudo conocer qué tan resistente son suelos cohesivos estudiados, a la deformación elástica.

- Por lo que también se realizó, un mapa de todo el distrito 12 de la ciudad de Tarija nombrando ubicaciones de los distintos barrios con información de los resultados obtenidos de todos los ensayos realizados, su clasificación, humedad y toda la información necesaria para un buen entendimiento, además también las coordenadas de los puntos observados.

5.2.RECOMENDACIONES

- Se recomienda que las muestras recuperadas del suelo se introduzcan en recipientes herméticos, en los que se fijarán unas etiquetas donde mencionen: localización, denominación, número de muestra y así también la muestra no pierda su humedad natural.

- Se recomienda tener bastante cuidado en el laboratorio a la hora de preparar la muestra de ensayo, ya que estas deben ser bastante homogéneas y deben tener la superficie de contacto con el bastón del aparato bastante lisa para que se pueda realizar la práctica de la mejor manera.

- De igual manera se debe poner mucha atención a la hora de recopilar los datos del deformímetro y la carga para así poder realizar el procedimiento de gabinete de forma más precisa.

- Se recomienda, no tener las muestras en un ambiente de baja humedad, ya que podríamos alterar los valores de la resistencia a la compresión no confinada, es decir las

muestras pueden quedar un tanto alteradas por no realizar la deformación inmediatamente después de tallarlas o extraerlas.

- Se recomienda tener cuidado con el manejo del pastón de suelo, tanto en el manejo del mismo, como en la medición de sus dimensiones, ya que un mal manejo del material alteraría el desarrollo experimental del proyecto y podríamos obtener datos que no sean precisos para el análisis de la muestra de suelo estudiada.