

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Como antecedentes de este proyecto se ha realizado estudios de zonificaciones en diferentes ciudades y países. Para ello se realizaron diferentes ensayos como: Ensayos de Corte directo, Ensayos de Penetración Estándar (SPT), Ensayos Triaxiales, Ensayos para la clasificación de suelos, que fueron necesarios para la elaboración de un plano de Zonificación Geotécnica con fines de cimentación.

Córdova y Sánchez (2019), en su tesis titulada: “Zonificación geotécnica de los suelos de asentamiento urbano con fines de cimentación en el distrito de Samanco – Provincia del Santa – Departamento Ancash”, elaboraron una zonificación para seis centros poblados, en cada centro poblado se realizaron puntos de investigación. Se ejecutaron 24 calicatas para la elaboración del ensayo de corte directo “in situ” de diferentes profundidades, debido a la aparición del nivel freático, así mismo se realizó 24 ensayos de DPL y 24 ensayos de Densidad de campo. Se determinaron 12 Zonas Geotécnicas, clasificando los suelos y calculando las capacidades portantes que varían de 0.34 kg/cm² y 1.70 kg/cm². Además, colocan el nivel freático, si es que lo encuentran en sus calicatas.

Cubas, Tiquillahuanca; (2006), Con El Proyecto: “Estudio Comparativo de Cimentaciones Superficiales y Profundas en La Ciudad de Chiclayo”. Concluyeron principalmente: “La capacidad portante del suelo limita el número de pisos de una edificación que posee cimentaciones superficiales”.

Sangueza Rocha Oscar Martín (2016), con El Proyecto: “Caracterización geotécnica de la formación La Paz, sectores curva de Holguín y Alpacoma”. Proyecto de Grado para la Obtención del Grado Académico, Licenciatura en Ingeniería Civil. Concluyeron que: “En los trabajos exploración, muestreo y caracterización en laboratorio se pudo observar que, en los sectores estudiados presentan heterogeneidad asociada a la presencia de arena y grado de consolidación del material. Los trabajos realizados en campo y en laboratorio permitieron definir los siguientes parámetros geotécnicos. Para la arena arcillosa de Obrajes se definió un ángulo de fricción interna de $\phi = 36^\circ$, con una cohesión de $C_p = 50$ kPa, y un módulo de

elasticidad de 25000 kPa; para la arcilla de baja plasticidad de Obrajes se definió un ángulo de fricción interna de $\varphi = 20^\circ$, con una cohesión de $C_p = 60$ kPa, y un módulo de elasticidad de 23000 kPa; para la arcilla de baja plasticidad de Alpacoma se definió un ángulo de fricción interna de $\varphi = 18^\circ$, con una cohesión de $C_p = 75$ kPa, y un módulo de elasticidad de 11000 kPa”.

1.2 Justificación

Con esta investigación se espera realizar la determinación de los parámetros de cohesión (c), y ángulo de fricción interna (Φ) mediante el ensayo de corte directo, con el fin de realizar una zonificación de estos parámetros, que a su vez permitan aplicar estos valores en la estabilización de taludes, diseño de muros de contención, y la determinación de la capacidad portante de un suelo.

La no existencia de estudios, trae como consecuencia, la precariedad o el sobredimensionamiento de las estructuras, ya que en su mayoría no se elabora ni ejecuta un estudio de suelo, que es de vital importancia para el diseño de cualquier tipo de estructura, previniendo serios problemas futuros como son grietas, fisuras, asentamientos, llegando en algunos casos a la demolición total de la estructura.

La determinación de estos parámetros es de suma importancia para la construcción de estructuras seguras que garanticen las condiciones mínimas de seguridad. Ya que es a través de estos parámetros que se pueden verificar los factores de seguridad en taludes, obtener la capacidad de carga de un suelo, y diseñar correctamente un muro de contención.

Esta investigación beneficiará a los pobladores del Distrito 10 de la Ciudad de Tarija, en la construcción de estructuras seguras, que disminuyan los riesgos de pérdidas materiales y de vidas humanas ante alguna eventualidad.

Fotografías tomadas en algunos sectores del Distrito 10 de la ciudad de Tarija, que muestran la importancia de un estudio de suelo.

Figura I.1 Patologías estructurales en el Distrito 10 de la ciudad de Tarija



Fuente: Elaboración propia

1.3 Planteamiento del Problema

Según el instituto nacional de estadística (INE) 2022, con el transcurso del tiempo vemos que es evidente el aumento de la población en el departamento de Tarija, en el 2012 se censo 503886 hab. en el departamento, una proyección realizada estima que llegara a 601214 hab. para el año 2022.

Tabla I.1 Población estimada y proyectada según años calendario, 2012-2025

AÑO	BOLIVIA	TARIJA
2012	10,356,978	503,886
2013	10,521,247	513,923
2014	10,685,994	523,910
2015	10,851,103	533,840
2016	11,016,438	543,689
2017	11,181,861	553,471
2018	11,347,241	563,182
2019	11,512,468	572,823
2020	11,677,406	582,376
2021	11,841,955	591,828
2022	12,006,031	601,214
2023	12,169,501	610,537
2024	12,332,252	619,784
2025	12,494,181	628,956

Fuente: Instituto Nacional de Estadística

Como podemos observar existe un crecimiento poblacional en la ciudad de Tarija y debido a esto se tiene una migración de la población hacia el Distrito 10 de la ciudad, esto trae consigo que las personas busquen un lugar donde vivir y esto les obliga a construir sus viviendas en asentamientos sin estudios preliminares, debido a la falta de planificación urbana y aun plan de ordenamiento territorial.

Actualmente no se cuenta con información detallada sobre las características del suelo existente en el área de estudio y es de gran importancia conocer el tipo de suelo con fines constructivos, se hace necesario saber sobre estos datos fundamentales, para así poder detectar las posibles fallas que se generarían en el suelo donde se va a cimentar algún tipo de estructura.

Ante esta problemática proponemos realizar una zonificación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna, que permitan determinar y delimitar zonas de iguales características de suelo.

1.3.1 Formulación del Problema de Investigación

¿Cuál es la zonificación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna de los suelos de fundación, mediante el ensayo de corte directo, en el Distrito 10 de la ciudad de Tarija?

1.4 Hipótesis

Usar la zonificación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna de los suelos de asentamiento urbano influiría en la determinación de espacios de suelos con similares características en el Distrito 10 de la Ciudad de Tarija.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo General

Realizar la zonificación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna de los suelos de fundación, mediante el ensayo de corte directo, en el Distrito 10 de la Ciudad de Tarija.

1.5.2 Objetivo Específico

- Ubicar y realizar calicatas para su exploración y muestreo del suelo del Distrito 10 de la ciudad de Tarija.
- Clasificar los suelos de fundación en el Distrito 10 de la ciudad de Tarija.
- Determinar los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna mediante el ensayo de corte directo, para el Distrito 10 de la ciudad de Tarija.
- Elaborar un mapa de zonificación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna mediante una interpolación de ponderación de la distancia inversa (IDW, por su sigla en inglés).

1.6 Variables

1.6.1 Variable Dependiente

Estudio de zonificación: La zonificación es una caracterización que va estar en función de ciertas propiedades, que en este caso serán la cohesión y ángulo de fricción interna. Un estudio de zonificación proporciona las herramientas adecuadas para que se pueda diseñar una cimentación eficiente.

1.6.2 Variable Independiente

Cohesión y Ángulo de Fricción Interna: Son parámetros que depende del tipo de material existente en el suelo de fundación, conocer estos parámetros ayudaran a determinar de una manera indirecta la capacidad portante de estos suelos.

1.7 Métodos y Técnicas empleadas

1.7.1 Enfoque de la Investigación

El enfoque de la presente investigación es de tipo cuantitativo debido a que se utiliza la recolección de datos y el análisis de las mismas para responder la pregunta de la investigación. En esta investigación se tomarán datos en campo, se analizarán en el laboratorio mediante los ensayos y se realizará los cálculos correspondientes.

1.7.2 Tipo de Investigación

El tipo de la investigación es descriptivo, debido a que se va a recolectar datos en base a una muestra, sobre la que se busca especificar y analizar las características geotécnicas del suelo.

1.7.3 Población y Muestra

1.7.3.1 Población

La población sujeta a estudio será el Distrito 10 de la ciudad de Tarija, que está conformado por los siguientes barrios.

Tabla I.2 Barrios del Distrito 10 de la ciudad de Tarija

Barrios del Distrito 10	
Juan XXIII	Morros Blancos
San Jorge I	Jardín del Portillo
San Jorge II	Simón Bolívar
Torrecillas	Las Retamas
Artesanal	San Salvador
Aeropuerto	15 de Abril
Rosedal	San Pedro
Bartolomé Attard	

Fuente: Plano Barrios y Distritos Tarija

1.7.3.2 Muestra

Se recolectará la muestra mediante un muestreo aleatorio simple, para ello se extraerá muestras representativas de diferentes puntos de los Barrios que conforman el distrito 10 de la ciudad de Tarija.

1.8 Alcance de la Investigación

La investigación se llevará a cabo en el Distrito 10 de la ciudad de Tarija, donde se planea realizar un total de 10 sondeos o calicatas, en los siguientes barrios, Morros Blancos, Artesanal, Simón Bolívar, Torrecillas, Las Retamas, San Salvador, San Jorge I, San Jorge II, Jardín del Portillo y Aeropuerto, no se plantea realizar en los barrios, 15 de Abril, Bartolomé Attard, Rosedal y San Pedro, debido a que estos barrios se encuentran totalmente constituidos.

Esta decisión responde a limitaciones vinculadas al costo, tiempo y factores sociales. Los sondeos alcanzarán profundidades de 1 m, 2 m, 3 m, 4 m y 5 m. Posteriormente, se efectuarán ensayos para determinar el contenido de humedad, la granulometría, los límites de consistencia y, el ensayo de corte directo en condiciones de consolidación drenada.

El objetivo del ensayo de corte directo es establecer los parámetros de resistencia, cohesión y ángulo de fricción interna, con la finalidad de crear una base de datos que permita la zonificación de estos parámetros a diferentes profundidades. Esto se llevará a cabo mediante una interpolación espacial, utilizando el método de ponderación de la distancia inversa (IDW, por su sigla en inglés).

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Zonificación

Definición

Según Forero y Dueñas (1994), el término zonificación se puede entender como la subdivisión de un área bajo un criterio establecido, produciéndose una sectorización de acuerdo con los niveles o valores de ese criterio. De lo cual podemos deducir que la zonificación geotécnica consiste en determinar zonas relativamente homogéneas, con características físicas y mecánicas similares, donde podemos identificar parámetros fundamentales para prevenir algún problema, además permite conocer la amplitud del terreno para los diferentes usos que se le puede dar posteriormente.

El detalle y grado de homogeneidad dependerán de la escala, objetivo del mapa y datos disponibles. Las unidades geotécnicas y su distribución espacial generalmente se establecen a partir de la litología, origen y características geológicas de los materiales, determinadas a partir de la información y mapas geológicos existentes, fotointerpretación, observaciones y medidas de campo. Según la escala del mapa y los datos disponibles, las unidades se definen con distinto grado de homogeneidad.

2.1.1 Metodología de la Zonificación

Las metodologías de zonificación son muy diversas, pero tienden siempre a llegar a un mismo objetivo, que es el de modelar gráficamente una zona partiendo de información geológica y geotécnica. Algunas de las características generales que tiende a incluir una metodología son:

- Incluye los parámetros básicos necesarios.
- Aplicable a diversos análisis específicos y a diversas escalas de trabajo.
- El resultado final debe ser comprensible por personas ajenas a la actividad; su lenguaje debe ser técnico, pero a la vez simple.

El uso de los parámetros geomecánicas permite desarrollar de manera cuantitativa un análisis de comportamiento del suelo, su resistencia, su plasticidad, entre otros.

2.1.2 Etapas de la Zonificación

Según Forero Dueñas (1994), una zonificación geotécnica comprende cinco etapas básicas que son:

- **Recopilación y Análisis de la información existente.**

La información que se encuentra tanto en bibliotecas como en entidades gubernamentales ya sean Alcaldías u Oficinas de Planeación muchas veces se dejan en un segundo plano y no se les da la importancia necesaria, omitiendo muchas veces pequeños datos que inciden en el desarrollo futuro del trabajo. A demás es de suma importancia conocer el sitio de estudio y tener en cuenta las condiciones generales del área, esto permite hacerse una idea de que tan grande y tan extenso puede llegar a ser el proyecto.

- **Investigación de campo**

Esta actividad es muy importante porque aquí se realizan algunos de los análisis preliminares sobre los aspectos más notables del estudio, se detectan algunos detalles que no muy claros al principio y se identifican sitios que en teoría no eran muy representativos pero que ya en campo se ven diferente. Dependiendo del tipo de zonificación y con el ánimo de cumplir los objetivos, Forero Dueñas insiste en programar observaciones detalladas en sitios críticos como laderas afectadas por remoción en masa, sectores con erosión y lugares con problemas de socavación, sitios con exceso de asentamientos y que evidencien expansividad, y sectores con problemas de manejo inadecuado del suelo.

- **Ensayos de Laboratorio**

En suelos los ensayos de laboratorio se pueden agrupar en cuatro tipos: ensayos de caracterización básica, de resistencia al corte, de deformabilidad y de permeabilidad. En el desarrollo de este trabajo se utilizaron ensayos de caracterización básica los cuales arrojaron resultados de humedad natural, límites de Atterberg (límite líquido y plástico), granulometría, peso específico y unitario

- **Procesamiento, Análisis de Resultados, Conclusiones y Recomendaciones**

Corresponde al resumen de toda la información recopilada en los pasos anteriores con el fin de culminar en un mapa temático que sintetice de forma gráfica la teoría. En

este modelo se refleja la zonificación por áreas desde el punto de vista de comportamiento. Estas áreas o zonas indicarán que tan susceptibles son a las amenazas naturales y como sería su comportamiento ante estas. Corresponde al resumen de toda la información recopilada en los pasos anteriores con el fin de culminar en un mapa temático que sintetice de forma gráfica la teoría. En este modelo se refleja la zonificación por áreas desde el punto de vista de comportamiento. Estas áreas o zonas indicarán que tan susceptibles son a las amenazas naturales y como sería su comportamiento ante estas.

2.1.3 Interpolación espacial

Estadística espacial es la reunión de un conjunto de metodologías apropiadas para el análisis de datos que corresponden a la medición de variables aleatorias en diversos sitios (puntos del espacio o agregaciones espaciales) de una región. De manera más formal se puede decir que la estadística espacial trata con el análisis de realizaciones de un proceso estocástico $\{Z(s): s \in D\}$, en el que $s \in R^d$ representa una ubicación en el espacio euclíadiano d -dimensional, $Z(s)$ es una variable aleatoria en la ubicación s y s varía sobre un conjunto de índices $D \subset R^d$ (Giraldo, 2010).

2.1.3.1 Interpolación IDW

La interpolación del peso ponderado por el inverso de la distancia determina los valores de celda a través de una combinación ponderada linealmente de un conjunto de datos contenidos en un espacio muestral. La función de la distancia inversa es la ponderación, donde la variable que se interpola depende de la posición del punto. Cuanto más cerca este el dato del centro de la celda, mejor será la predicción.

El método IDW está basado en la inversa de la distancia elevada a una potencia, la cual controla la significancia de puntos conocidos en los valores interpolados basándose en la distancia desde el punto de salida.

En un valor de potencia alto, se pone énfasis en los puntos más cercanos, por lo que los datos cercanos tendrán influencia y la superficie será menos suave.

La interpolación IDW calcula el peso de los valores con la siguiente ecuación:

$$\lambda_i = \frac{[d(S_0, S_i)] - p}{\sum_{i=1}^n [d(S_0, S_i)] - p}$$

Donde:

λ = Es el peso de cada una de las observaciones

i y o = Subíndices que denotan los puntos muestreados

o = Es el punto de estimación

S = Medición efectuada

$d(S_i, S_o)$ = Es la distancia entre S_i y S_o a partir del semivariograma

p = Valor de potencia del método IDW

Cuanto mayor sea p , mayor peso es dado a los puntos más cercanos y por consiguiente se obtienen superficies más continuas o suaves y las predicciones tienden al promedio de la muestra.

2.2 Estudios de Mecánica de Suelos.

Definición

El suelo nunca es homogéneo, por lo que el perfil es diferente en cada punto. Todas las teorías de Mecánica de Suelos representan a una condición ideal, por lo tanto, cuando se utilicen tiene que ir acompañado de una apreciación con criterio de la naturaleza del lugar de estudio y de los factores del suelo. Para fines de cimentación, el diseño de una cimentación debe soportar la super estructura sin ningún problema, para eso se debe determinar las características del suelo en el que se cimentará. (Huanca, 2009).

Los estudios de Zonificación Geotécnica, nos dan la posibilidad de tener información sobre los suelos (como son las propiedades físicas, químicas y mecánicas) que serán empleados para futuras construcciones. Para conocer las características de los suelos, se tendrá que realizar Estudios de Mecánica de Suelos básicos. (Carranza & Ponce, 2017)

2.3 Parámetros de Resistencia

2.3.1 Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de 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 les 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. (Jaime Suarez, 2012)

2.3.4 Ángulo de fricción interna

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

$$\text{Coeficiente de rozamiento} = \text{Tan } \phi$$

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

El ángulo de fricción (Φ) depende de una gran cantidad de factores; algunos de los más importantes son:

- Tipo de mineral constitutivo de las partículas.
- Tamaño de los granos o partículas. A mayor tamaño de partículas, mayor es Φ .
- Forma de los granos o partículas. Φ es mayor para partículas angulosas.
- Distribución de los tamaños de grano o partículas. En los suelos bien gradados, Φ es mayor que en los suelos uniformes.
- Fábrica de microestructura (organización de las partículas).

- Densidad.
- Permeabilidad (Facilidad de drenaje).
- Presión normal o de confinamiento.
- Presión de preconsolidación.

El ángulo de fricción es el resultado de la combinación de todos los factores. Por ejemplo, el ángulo de fricción es mayor al aumentar la densidad, pero si las presiones normales son muy altas, el ángulo de fricción tiende a disminuir. En arcillas, el ángulo de fricción depende de las condiciones de preconsolidación.

El ángulo de fricción interna es un valor de convenio introducido para simplificar, y se le considera constante, aunque no lo es. El ángulo de fricción interna depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de presión normal. (Crespo Villalaz,2004)

2.4 Suelo

Definición

Se define suelo a todas las partículas naturales que fueron descompuestas físicamente y químicamente de las rocas, y cuyo origen es orgánico. Se puede dividir en suelo residual y suelo transportado. (Terzaghi, 1986)

Es común creencia la de que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, no sujetas a ninguna organización. Pero en realidad se trata de un conjunto con organización definida y propiedades que varían “vectorialmente”. En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápidamente que en la horizontal. (Eulalio Juárez Badillo-Alfonso Rico Rodriguez,2005)

Según Raffino (2020). El suelo es el fragmento más sobresaliente de la corteza terrestre, conformada en casi todos los casos por descomposición de rocas procedente de transformaciones, como son la erosión y otras alteraciones químicas y físicas, también de materia orgánica producto de procesos biológicos que se desarrolla en el terreno.

2.4.1 Tipos de suelos

Para estudiar un material complejo como el suelo (con diferente tamaño de partículas y composición química) es necesario seguir una metodología con definiciones y sistemas de evaluación de propiedades, de forma que se constituya un lenguaje fácilmente comprensible por los técnicos de diferentes especialidades y países. Así, se han clasificado los suelos en cuatro grandes grupos en función de su granulometría (Normas D.I.N., A.S.T.M, A.E.N.O.R, etc.):

Gravas

Con tamaño de grano entre unos 8-10 cm y 2 mm; se caracterizan porque los granos son observables directamente. No retienen el agua, por la inactividad de su superficie y los grandes huecos existentes entre partículas.

Arenas

Con partículas comprendidas entre 2 y 0,060 mm, todavía son observables a simple vista. Cuando se mezclan con el agua no se forman agregados continuos, sino que se separan de ella con facilidad. **Limos**

Con partículas comprendidas entre 0,060 y 0,002 mm (algunas normativas indican que este último valor debe de ser 0,005 mm, pero no hay apenas consecuencias prácticas entre ambas distinciones). Retienen el agua mejor que los tamaños superiores. Si se forma una pasta aguado y se coloca sobre la mano, al golpear con la mano se ve cómo el agua se exhuda con facilidad.

Arcillas

Formadas por partículas con tamaños inferiores a los limos (0,002 mm). Se trata ya de partículas tamaño gel y se necesita que haya habido transformaciones químicas para llegar a estos tamaños. Están formadas, principalmente, por minerales silicatados, constituidos por cadenas de elementos tetraédricos y octaédricos (el ión silicio se encuentra en el centro de cada una de estas estructuras regulares), unidas por enlaces covalentes débiles, pudiendo entrar las moléculas de agua entre las cadenas produciendo, a veces, aumentos de volumen (recuperables cuando el agua se evapora). Todo ello hace que la capacidad de retención del

agua sea muy grande (pequeños huecos con una gran superficie de absorción en las partículas y una estructura que permite retener el agua), por lo que son generalmente los materiales más problemáticos (tiempos muy elevados de consolidación o de expulsión de agua bajo esfuerzos). (Luis I. González de Vallejo,2002)

2.4.2 Clasificación de los suelos

Se define la clasificación de los suelos, como la correlación que debe tener las propiedades físicas de los suelos luego de alcanzar resultados de ensayos simples de laboratorio. Las correlaciones derivan de las características granulométricas. (Terzaghi, 1986)

2.4.2.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

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

Para la clasificación se toma en cuenta lo siguiente:

1. Porcentaje de la fracción que pasa por el tamiz N° 200.
2. Forma de la curva de distribución granulométrica.
3. Característica de plasticidad y comprensibilidad.

Los suelos se separan en tres divisiones:

1. Suelos de grano grueso.
2. Suelos de grano fino.
3. Suelos altamente orgánicos.

Los suelos de grano grueso se dividen en gravas (G) y arenas (S).

Las gravas contienen un porcentaje mayor de la fracción gruesa retenida en el tamiz N° 4 (4,76 mm) y las arenas son aquellos suelos cuya proporción pasa el tamiz N° 4. Tanto las gravas (G) como las arenas (S), se dividen en cuatro grupos secundarios: GW, GP, GM, GC, SW,

SP, SM, SC respectivamente, según la cantidad y el tipo de los finos y la forma de la curva granulométrica (Whitman, 1972).

Los suelos de grano fino se subdividen en limos (M) y arcillas (C), según su límite líquido y su índice de plasticidad. Los limos son suelos de grano fino con un límite líquido y un índice de plasticidad que resulten puntos por debajo de la línea “A”. Y arcillas aquellos que dan puntos por encima de la línea “A” (esta definición no es válida para las arcillas orgánicas, puesto que el límite líquido y el índice de plasticidad de estos suelos dan puntos por debajo de la línea “A”).

El limo (M) y la arcilla (C) se dividen a su vez en dos grupos secundarios basados en el hecho de que el suelo tiene un límite líquido relativamente bajo o alto.

Los suelos altamente orgánicos son usualmente muy comprensibles y tienen características inadecuadas para la construcción. Se clasifican dentro del grupo designado por el símbolo Pt Turba. El humus y suelos de pantano son ejemplos típicos de este tipo de suelos.

G = grava.

S = arena

M = limo, depende del Límite líquido y el Índice de plasticidad.

C = arcilla. Depende del Límite líquido y el Índice de plasticidad.

O = suelo orgánico.

Pt = turba.

W = bien graduado, Depende del Cu y Cc.

P = mal graduado, depende del Cu y Cc.

L = plasticidad baja.

H = plasticidad alta.

Criterio de clasificación según los resultados por medio de ensayos en laboratorio.

- 1) Suelos de grano grueso (más del 50% será retenido por la malla Nº 200)

Distinción entre grava y arena (G, S):

G: Grava: El 50% o más es retenido en la malla Nº 4. (\geq)

S: Arena: Más del 50% pasa la malla Nº 4.

- **Material que pasa por la malla Nº 200 (0,074 mm):**

< 5% gravas o arenas limpias, bien o mal graduadas: GW, GP o SW, SP.

> 12% gravas o arenas con finos: GM, GC o SM, SC.

Entre 5 y 12% símbolos mixtos: por ejemplo, GW + GC.

- **Determinación de la graduación para suelos de grano grueso con pocos finos:**

a) Coeficiente de uniformidad: $C_u = D_{60} / D_{10}$ debe ser mayor que 4 para GW y SW.

b) Coeficiente de graduación: $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} * D_{60})$ debe ser entre 1 y 3 para GW y SW. GP y SP no cumplen estos requisitos.

- **Suelos de grano grueso con fino (GM, GC o SM, SC) se toma en cuenta los siguientes límites:**

a) Para GM y SM (suelos limosos): los límites deben encontrarse bajo la línea “A” o el índice de plasticidad IP debe ser menor de 4.

Nota: Sobre la línea “A” “con $4 < IP < 7$ entonces doble símbolo. b) Para GC y SC (mezclas bien graduadas con arcilla): los límites deben encontrarse sobre la línea “A” o el índice de plasticidad debe ser mayor de 7.

Nota: En la zona con $4 \leq IP \leq 7$, doble símbolo (CL=ML)

2) Suelos de grano fino:

Solo se aplica la carta de plasticidad.

1. Grupos CL y CH

- a) El grupo CL comprende a la zona sobre la línea “A” LL 50% y IP 7%.
- b) El grupo CH corresponde a la zona arriba de la línea “A” LL 50%.

2. Grupos ML y MH.

- El grupo ML comprende la zona bajo la línea “A” con LL 50% y una porción sobre la línea “A” con IP 4%.
- El grupo MH corresponde a la zona debajo de la línea “A” con LL 50%. Los suelos finos que caen sobre la línea “A”, con 4% IP 7% se consideran como casos de frontera, asignándoles el símbolo doble CL – ML.

3. Grupos OL y OH (suelos orgánicos):

Las zonas correspondientes son las mismas que las de los grupos ML y MH. Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que el límite líquido de una arcilla crezca, sin apreciable cambio de su índice plástico (Whitman, 1972).

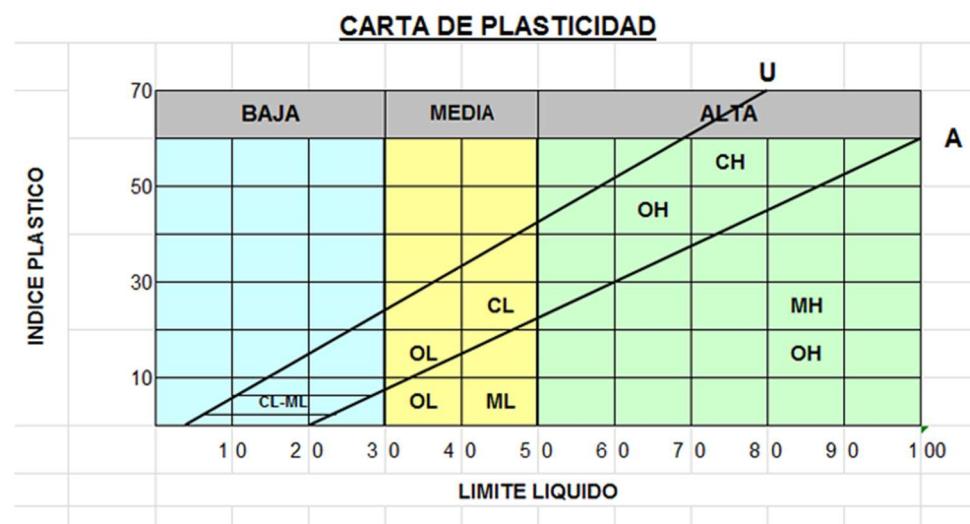


Figura II.1 Carta de Plasticidad

2.5 Exploración de Suelos

- Pozos o calicatas y trincheras.** Son excavaciones de formas diversas que permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ que no requieran confinamiento. Las calicatas y trincheras serán realizadas según la NTP 339.162 (ASTM D 420). El personal responsable deberá tomar las precauciones necesarias a fin de evitar accidentes.

b) Perforaciones manuales y mecánicas. Son sondeos que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del terreno, así como extraer muestras del mismo y realizar ensayos in situ.

La profundidad recomendable es hasta 10 metros en perforación manual, sin limitación en perforación mecánica. Las perforaciones manuales o mecánicas tendrán las siguientes limitaciones:

b-1) Perforaciones mediante Espiral Mecánico. Los espirales mecánicos que no dispongan de un dispositivo para introducción herramientas de muestreo en el eje, no deben usarse en terrenos donde sea necesario conocer con precisión la cota de los estratos, o donde el espesor de los mismos sea menor de 0,30 m.

b-2) Perforaciones por Lavado con Agua. Se recomiendan para diámetros menores a 0,100 m. Las muestras procedentes del agua del lavado no deberán emplearse para ningún ensayo de laboratorio.

c) Toma de Muestras

Se distinguen dos tipos de muestras que se pueden obtener:

Muestras perturbadas

Se obtienen en general de las paredes de los pozos y comprometen estratos determinados o bien la suma de algunos de ellos, como es el caso de la investigación de yacimientos. Estas muestras deben guardarse en bolsas impermeables y de resistencia adecuada. Cada bolsa debe identificarse clara e indeleblemente.

Muestra sin perturbar

Este tipo de muestra se recorta de las paredes de los pozos y compromete estratos bien definidos. Después de cortadas deben revestirse con una capa de parafina sólida aplicada con brocha.

Es conveniente agregar alrededor de un 30% de cera virgen a la parafina sólida con el fin de que la capa protectora sea menos rígida. Si la consistencia de la muestra es relativamente blanda, debe rodearse de grasa y recubrir una vez más con parafina sólida y cera. Una vez

dado el tratamiento anterior, debe colocarse en cajas de madera con aserrín u otro producto que actúe como amortiguador de golpes.

Las muestras sin perturbar deberán tomarse apenas excavadas las calicatas, en especial cuando se trate de suelos cuya estructura se ve afectada por los cambios de humedad. En todo caso, al tomar una muestra no perturbada, debe elegirse la pared de la calicata menos expuesta al sol y debe excavarse el espesor superficial que haya sido afectado por los cambios de humedad.

2.6 Criterio de falla Mohr-Coulomb

Mohr (1900) presentó una teoría para la ruptura en los materiales. Esta teoría sostiene que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no de cualquier esfuerzo máximo normal o cortante solo. Por lo tanto, la relación funcional entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en un plano de falla se puede expresar en la forma:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad \text{ecuación 1.}$$

Donde:

τ_f = esfuerzo cortante en el plano de falla

σ = esfuerzo normal en el plano de falla

La envolvente de falla definida por la ecuación (10.1) es una curva. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente para aproximarse al esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Esta relación puede escribirse como:

$$\tau_f = c + \sigma \tan\phi \quad \text{ecuación 2.}$$

Donde:

c = cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna

La ecuación anterior se denomina criterio de falla de Mohr-Coulomb.

En suelo saturado, el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo y la presión del agua intersticial, o

$$\sigma = \sigma' + u \text{ ecuación 3.}$$

El esfuerzo efectivo, σ' lo realizan los sólidos del suelo. Por lo tanto, para aplicar la ecuación a la mecánica de suelos, es necesario reescribirla como:

$$\tau_f = c' + (\sigma' - u) \tan \phi' = c' + \sigma' \tan \phi' \text{ ecuación 4.}$$

c' = esfuerzo de cohesión efectivo.

ϕ' = ángulo de fricción interna.

La importancia de la envolvente de falla se puede explicar de la siguiente manera: si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo (figura 1.a) son tales que se grafican como el punto A en la figura 1.b, entonces la falla de cizalla o corte se produce a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre el plano se grafican como el punto B (que cae sobre la envolvente de falla), entonces la falla de corte se producirá a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo sobre un plano representado por el punto C no puede existir porque su gráfica está por encima de la envolvente de falla, y la falla de corte en un terreno se habría producido ya.

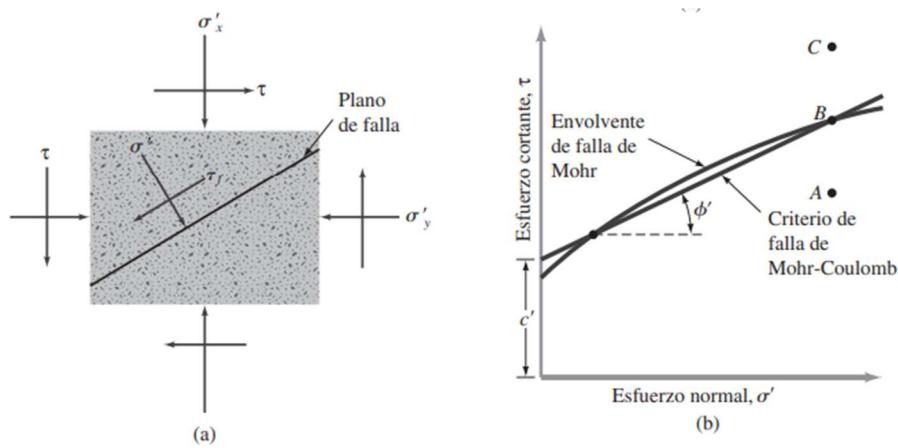


Figura II.2 Envolvente de falla de Mohr y criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

2.7 Prueba de Corte Directo

Esta es la forma más antigua y simple de arreglo de prueba de corte. En la figura 2. se muestra un diagrama del aparato de prueba de corte directo. El equipo de prueba consiste en una caja de corte de metal en la que se coloca la muestra de suelo. Las muestras de suelo pueden ser cuadradas o circulares. El tamaño de las muestras utilizadas generalmente es alrededor de 20 a 25 cm² de sección transversal y de 25 a 30 mm de altura. La caja se divide horizontalmente en dos mitades. La fuerza normal sobre la muestra se aplica desde la parte superior de la caja de corte. El esfuerzo normal sobre las muestras puede ser tan grande como 1000 kN/m². La fuerza cortante se aplica moviendo una mitad de la caja con respecto a la otra para provocar una falla en la muestra de suelo.

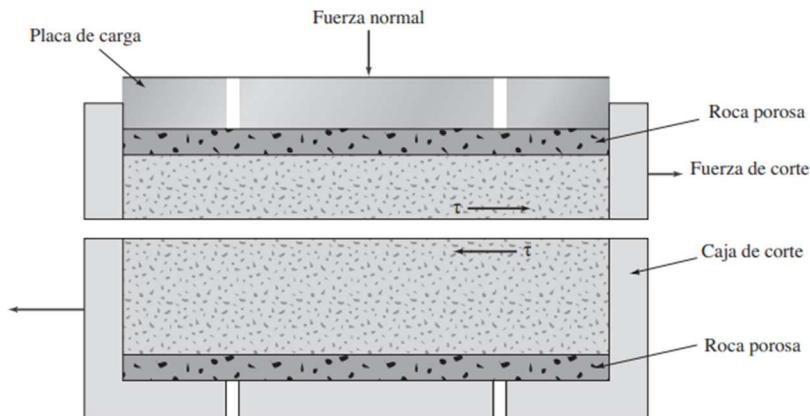


Figura II.3 Diagrama de un arreglo de prueba de corte directo

Dependiendo del equipo, la prueba de corte puede ser de esfuerzo controlado o deformación controlada. En las pruebas de esfuerzo controlado, la fuerza de corte es aplicada en incrementos iguales hasta que la muestra falla y ésta ocurre a lo largo del plano de división de la caja de corte. Después de la aplicación de cada carga incremental, el desplazamiento cortante de la mitad superior de la caja se mide con un indicador horizontal. El cambio en la altura de la muestra (y por lo tanto el cambio de volumen) durante la prueba se puede obtener a partir de las lecturas de un indicador que mide el movimiento vertical de la placa superior de carga.

En las pruebas de deformación controlada, por medio de un motor que actúa a través de engranajes se aplica una velocidad constante de desplazamiento de cizalladura a una mitad de la caja. La constante de velocidad de desplazamiento de corte se mide mediante un indicador de cuadrante horizontal. La fuerza de resistencia cortante del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento de cizalladura se puede medir por un anillo de prueba horizontal o celda de carga. El cambio de volumen de la muestra durante la prueba se obtiene de una manera similar a las pruebas de esfuerzo controlado. La figura 3. es una fotografía del equipo de prueba de corte directo de deformación controlada.



Figura II.4 Equipo de prueba de corte directo

La ventaja de las pruebas de deformación controlada es que, en el caso de la arena densa, la resistencia máxima al corte (es decir, a la falla), así como la resistencia mínima al corte (esto es, en un punto después de la falla, denominado resistencia última) se pueden observar y graficar. En las pruebas de esfuerzo controlado sólo la resistencia máxima al corte puede ser observada y graficada. Tenga en cuenta que la resistencia máxima al esfuerzo cortante en las pruebas de esfuerzo controlado sólo puede ser aproximada. Esto es debido a que la falla se produce a un nivel de esfuerzo en algún lugar entre el incremento de carga de prefalla y el incremento de la carga de falla. Sin embargo, las pruebas de esfuerzo controlado

probablemente simulan situaciones reales de campo mejor que las pruebas de deformación controlada.

Para una prueba determinada en suelo seco, el esfuerzo normal se puede calcular como:

$$\sigma = \sigma' = \text{esfuerzo normal} = \frac{\text{fuerza normal}}{\text{área de la sección transversal de la muestra}}$$

La resistencia al esfuerzo cortante para cualquier desplazamiento de cizalladura se puede calcular como:

$$\tau = \text{esfuerzo cortante} = \frac{\text{resistencia al esfuerzo de corte}}{\text{área de la sección transversal de la muestra}}$$

2.7.1 Aparato de Corte Directo

El equipo utilizado para este ensayo es el equipo de corte directo de marca HUMBOLDT modelo HM-2700.3F. Este equipo tiene un rango de velocidad continua desde 0.00001 a 0.49999 in/min (0.0001mm hasta 12.99999 mm/min) por minuto controlado por el motor por etapas. Permite realizar ensayos de muestras cuadradas con dimensiones de 2.5" de lado y una altura de 1". El rango de velocidad para la aplicación de la fuerza cortante se ajusta rápidamente en forma manual. La fuerza cortante máxima es de 2000 lb (10KN). La fuerza de consolidación máxima es de 2000 lb (10KN). Las mediciones de las posiciones hacia delante y de reserva permite que la prueba cortante residual sea tomada como estándar. La característica de seguridad previene la sobrecarga del sistema de medición de carga. Cumple con normas ASTM D3080.

Figura II.5 Equipo de laboratorio de corte directo



Fuente: Elaboración propia

Este aparato de corte consta de las siguientes partes esenciales:

Caja de corte directo

La caja de corte permite ensayar probetas en forma de prisma cuadrangular de 60 mm de lado y con una altura de 25 mm. En la siguiente figura se muestra la caja de corte utilizada en este proyecto. La caja de corte está dividida horizontalmente en dos mitades. La superior lleva solidario un dispositivo en forma de yugo denominado cuello de cisne. Y esto se lo asegura al esfuerzo horizontal. La caja de corte debe incluir dos tornillos pasadores para fijar las dos mitades, y dos tornillos separadores que permiten la separación de las dos mitades antes de la fase de rotura. La caja de corte se sitúa en el interior de un carro deslizante.

Carro deslizante

Dentro del carro deslizante se encuentra la caja de corte y permite sumergir en agua la muestra de suelo durante el ensayo.

El carro va colocado sobre unos cojinetes de baja fricción que permite el movimiento en dirección longitudinal.

Figura II.6 Caja de corte y carro deslizante



Fuente: Elaboración propia

Pistón de carga

El pistón de carga debe tener la rigidez suficiente para trasmisir a la probeta la carga vertical sin que produzcan deformaciones apreciables su dimensión es más o menos 0.5 mm inferior a las dimensiones interiores de la caja de corte y en la parte central tiene un casquete esférico, el pistón se coloca sobre la placa porosa.

Piedras porosas

Se utilizan dos piedras porosas resistentes a la corrosión, con unas dimensiones de unos 0,5 mm. su porosidad debe permitir el libre drenaje del agua durante el ensayo, deben ser rígidas para soportar la carga vertical durante el ensayo.

Placa ranurada

Esta placa se ubica en la parte inferior de la caja de corte.

Anillo de carga

Un aparato medidor de fuerza, calibrado y montado apropiadamente, debe ser adecuado en función a la resistencia.

Figura II.7 Pistón de carga, piedras porosas, placa ranurada y anillo de carga



Fuente: Elaboración propia

Medidor de desplazamiento horizontal

El medidor del desplazamiento se llaman extensómetro o dial, que son capaces de medir el desplazamiento horizontal entre las dos mitades de la caja de corte, tiene una sensibilidad de 0.001 pulg. (0.025 mm). la punta del extensómetro debe estar apoyada al carro deslizable.

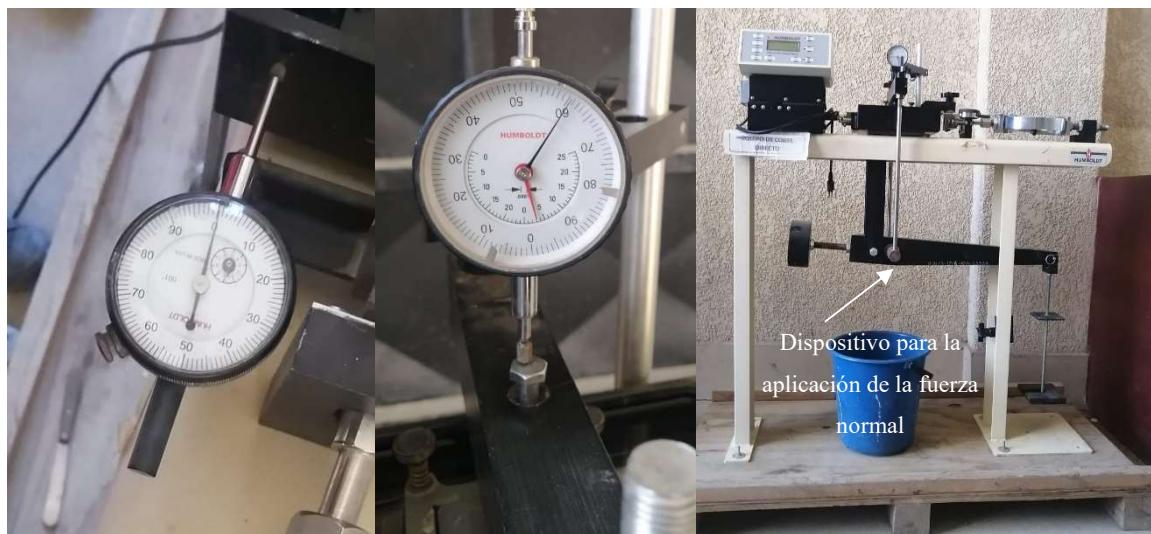
Medidor de desplazamiento vertical

Lleva el nombre de extensómetro o dial, es capaz de medir el cambio en el espesor del espécimen con una sensibilidad de 0.0001 pul. (0.0025 mm).

Dispositivo para la aplicación de la fuerza normal

La fuerza normal es aplicada por una palanca de yugo de carga, la cual es activada por pesos muertos (masas). Se precisa de un yugo contrapesado, de masa conocida, para la aplicación a la probeta de una carga vertical.

Figura II.8 Medidor de desplazamiento horizontal, vertical y dispositivo para la aplicación de la fuerza normal



Fuente: Elaboración propia

2.8 Aplicación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna en la ingeniería civil

2.8.1 Estabilidad de taludes

Se conoce con el nombre genérico de talud a toda masa de suelo inclinada con respecto a la horizontal del terreno.

Las laderas son taludes formados a través del tiempo sin la intervención de la mano humana, conocidos comúnmente como laderas o laderas naturales. Toda inclinación de masa de suelo hecha por la actividad humana, excavaciones o rellenos se denomina talud o talud artificial.

La falla de un talud no discrimina entre taludes naturales o artificiales en ambos casos existe la probabilidad de falla. En la gran variedad de proyectos de ingeniería donde se involucran los taludes las fallas se dan por la modificación de la topografía, el flujo de agua, una inclinación mayor al ángulo de reposo del material, perdida de resistencia del esfuerzo cortante. Esto por mencionar algunos Factores.

Con el fin de evitar accidentes que pueden involucrar pérdidas humanas además de gastos innecesarios, así como retraso de las obras se lleva a cabo el análisis de estabilidad de taludes.

Es aquí donde radica la gran importancia de dicho análisis buscando que esa masa de suelo que lo forma no deslice y asegurando que el diseño de excavaciones y rellenos que dan origen al talud o la modificación de una ladera sean seguras y económicas. Los análisis convencionales de estabilidad de taludes en dos dimensiones buscan determinar la magnitud de las fuerzas o momentos actuantes que provocan el deslizamiento o falla y determinar la magnitud de las fuerzas o momentos resistentes que se opongan al deslizamiento y evitar la falla.

Si la magnitud de las fuerzas disponibles para resistir el movimiento (momento resistente) son mayores que la magnitud de las fuerzas que desequilibran (momento actuante) el talud entonces se considerará estable. El factor de seguridad es el cociente entre ambas y tiene que ser mayor que 1 para considerar el talud estable. Aunque siempre hay una incertidumbre y la confiabilidad del factor de seguridad dependerá de los parámetros que dieron origen a dicho talud, así como la experiencia del ingeniero a cargo del diseño.

2.8.2 Teoría de Terzaghi de la capacidad última de carga

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría global para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones poco profundas. De acuerdo con esta teoría, una cimentación es poco profunda si la profundidad, D_f (figura 4.), es menor o igual que el ancho de la cimentación. Sin embargo, investigadores posteriores han sugerido que las cimentaciones con D_f igual a 3 a 4 veces el ancho de la cimentación se pueden definir como cimentaciones poco profundas. Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o de franja (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0), la superficie de falla en el suelo a carga máxima puede suponerse similar a la mostrada en la figura 2. El efecto del suelo por encima del fondo de la cimentación también puede suponerse y ser remplazado por una sobrecarga equivalente,

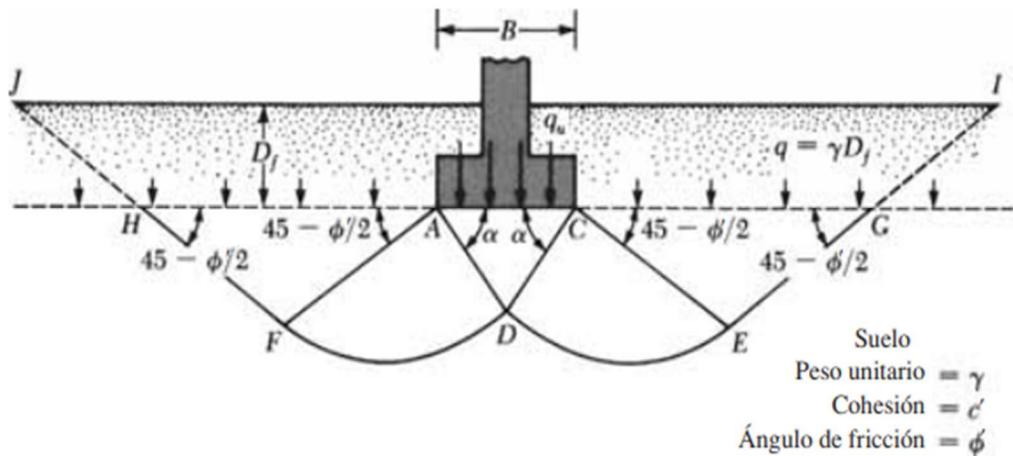


Figura II.9 Falla de la capacidad de carga en suelo bajo una cimentación continua rígida de grava.

$q = \gamma D_f$ (donde γ = peso unitario del suelo). La zona de la falla bajo la cimentación se puede dividir en tres partes (ver figura 2):

1. La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación
2. Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF siendo arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos zonas pasivas Rankine triangulares AFH y CEG.

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo (es decir, $\alpha = \phi'$). Observe que con la sustitución del suelo por encima del fondo de la cimentación por un suplemento q equivalente, se desprecia la resistencia al corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ. Utilizando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresa la capacidad última de carga en la forma:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_y \text{ ecuación 5.}$$

Donde:

c' = cohesión del suelo

γ = peso unitario del suelo

$$q = \gamma D_f$$

N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales y solo son funciones del ángulo de fricción del suelo, ϕ' .

Para zapatas cuadradas y circulares, Terzaghi sugirió las siguientes ecuaciones para la capacidad última de carga del suelo:

Zapatas cuadradas

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \text{ ecuación 6.}$$

Zapatas circulares

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \text{ ecuación 7.}$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga última

c = Cohesión del terreno

B = diámetro de la zapata.

q = Esfuerzo efectivo al fondo de la cimentación

γ = Peso específico del suelo

D_f = Profundidad de desplante

Factores de capacidad de carga admisible que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo

N_q = Factor de sobrecarga

$$N_q = \frac{a^2}{2 * \cos^2(45^\circ + \frac{\Phi}{2})}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \frac{\Phi}{2}) \tan \Phi}$$

N_c = Factor de cohesión

$$N_c = (N_q - 1) * \cot\Phi$$

N_Y = Factor de peso específico

$$N_Y = \frac{\tan\Phi}{2} \left(\frac{K_{PY}}{\cos^2\Phi} - 1 \right)$$

2.9 Análisis Estadístico

Definición

Es la ciencia que se encarga de la recolección, ordenamiento, representación, análisis e interpretación de datos generados en una investigación sobre hechos, individuos o grupos de los mismos, para deducir de ello conclusiones precisas o estimaciones futuras.

2.9.1 Elemento de la estadística

2.9.1.1 Población

Es el colectivo que abarca a todos los elementos cuya característica o características queremos estudiar; dicho de otra manera, es el conjunto entero al que se desea describir o del que se necesita establecer conclusiones. Como ejemplos de poblaciones, podemos citar: todos los estudiantes de la Universidad Central del Ecuador, o los artículos producidos en una semana en una determinada fábrica. Por su tamaño, las poblaciones pueden ser finitas o infinitas.

2.9.1.2 Muestra

Es un conjunto de elementos seleccionados de una población de acuerdo a un plan de acción previamente establecido (muestreo), para obtener conclusiones que pueden ser extensivas hacia toda la población. Ejemplos constituyen las muestras que escogen las empresas encuestadoras en estudios de sondeos de opinión, o la selección de un grupo de artículos recibidos en una bodega para estimar las condiciones de todo un embarque.

2.9.2 Medidas de posición de tendencia central

2.9.2.1 Media aritmética

La media aritmética es una medida de tendencia central que se calcula sumando todos los valores de un conjunto de datos dividiendo el resultado por el número total de valores.

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^N x_i}{N}$$

2.9.2.2 Mediana

Es el punto medio total de observaciones, luego de que han sido ordenados y que deja al mismo número de observaciones por debajo de su valor, así como por arriba de él.

Para la determinación de la mediana, únicamente se recurre a la determinación del valor medio, existen dos posibilidades, cuando el número de observaciones es impar y cuando este número es par. En el primer caso la ubicación del elemento central es directa escogiendo el elemento que ocupa la posición $(n + 1) / 2$. Es decir, al total de observaciones se le suma una unidad y a este resultado se lo divide entre 2, dando como resultado la ubicación del elemento central. En el segundo caso es necesaria la determinación de dos valores centrales, $(n/2)$ y $(n/2 + 1)$, una vez determinados se encuentra la media aritmética de estos valores, que a su vez constituye la mediana del conjunto de datos.

2.9.2.3 Moda

La moda es otra medida de tendencia central, que es muy útil para describir conjuntos de datos nominales y ordinales y su determinación es sencilla, toda vez que queda fijada por la ubicación del elemento que mayor frecuencia tiene, es decir, el que más veces aparece en el estudio

2.9.2.4 Media Geométrica

Es de gran utilidad cuando se quiere establecer el promedio de porcentajes, razones, índices o tasa de crecimiento. Su uso es ampliamente demandado en economía y en demografía.

2.9.3 Medidas de dispersión de datos

2.9.3.1 Rango

El rango de un conjunto de datos es la diferencia entre el valor máximo y el valor mínimo.

Rango = (valor máximo) - (valor mínimo)

2.9.3.2 Desviación estándar

Desviación estándar (de un conjunto de valores muestrales): medida de variación de los valores con respecto a la media. Es un tipo de desviación promedio de los valores, con respecto a la media, que se calcula utilizando la fórmula:

$$s = \sqrt{\frac{\sum(x - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

2.9.3.3 Varianza

Varianza (de un conjunto de valores): medida de variación igual al cuadrado de la desviación estándar.

Varianza muestral: cuadrado de la desviación estándar s .

Varianza poblacional: cuadrado de la desviación estándar poblacional σ .

2.9.3.4 Coeficiente de Variación

Coeficiente de variación o CV de un conjunto de datos muestrales o poblacionales, expresado como porcentaje, describe la desviación estándar relativa a la media, y está dada de la siguiente forma:

$$CV = \frac{s}{\bar{x}} * 100\%$$

2.9.4 Medidas de posición relativa

2.9.4.1 Cuartiles y percentiles

Los tres cuartiles, denotados por Q_1 , Q_2 y Q_3 , dividen los valores ordenados en cuatro partes iguales. (Los valores están ordenados cuando se acomodan en orden). He aquí descripciones de los tres cuartiles:

Q_1 (Primer cuartil): Separa el 25% inferior de los valores ordenados, del 75% superior. (Para ser más precisos, al menos el 25% de los valores ordenados son menores o iguales que Q_1 , y al menos el 75% de los valores son mayores o iguales que Q_1).

Q_2 (Segundo cuartil): Igual a la mediana; separa el 50% inferior de los valores ordenados, del 50% superior.

Q_3 (Tercer cuartil): Separa el 75% inferior de los valores ordenados, del 25% superior. (Para ser más precisos, al menos el 75% de los valores ordenados son menores o iguales que Q_3 , y al menos el 25% de los valores son mayores o iguales que Q_3).

2.9.5 Tipos de gráficos

2.9.5.1 Histograma

Es un conjunto de rectángulos, cada uno representa un intervalo de agrupación. Sus bases son iguales al intervalo de clase empleado en la distribución de frecuencias y alturas son proporcionales a la frecuencia absoluta ni o relativa f_i de clase. Es apropiado para datos continuos, medidos con una misma escala y se emplea cuando es laborioso hacer un diagrama de tallo y hojas. Puede ayudar a revelar observaciones atípicas y brecha alguna entre datos.

Otra forma alternativa de presentar los resultados de la gráfica es mediante el clásico histograma. La Figura siguiente presenta el histograma de frecuencias relativas y el polígono correspondientes al peso de las larvas del estadio 1. Lo más destacable que puede observarse es la marcada asimetría de la distribución; en comparación con la representación en box-plot es más difícil identificar los percentiles.

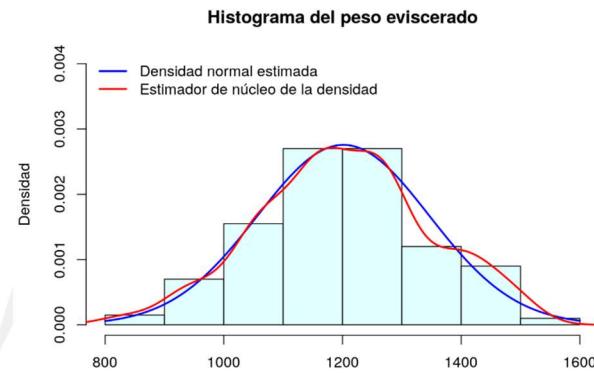


Figura II.10 Histograma

2.9.5.2 Diagrama de caja y bigotes

Otra presentación que es útil para reflejar propiedades de una muestra es la gráfica de caja y bigotes, la cual encierra el rango intercuartil de los datos en una caja que tiene la mediana representada dentro. El rango intercuartil tiene como extremos el percentil 75 (cuartil superior) y el percentil 25 (cuartil inferior). Además de la caja se prolongan “extensiones”, que indican las observaciones alejadas en la muestra. Para muestras razonablemente grandes la presentación indica el centro de localización, la variabilidad y el grado de asimetría. Además, una variación denominada gráfica de caja puede ofrecer al observador información con respecto a cuáles observaciones son valores extremos, los cuales son observaciones que se consideran inusualmente alejadas de la masa de datos. Hay muchas pruebas estadísticas diseñadas para detectar valores extremos. Técnicamente, se puede considerar que un valor extremo es una observación que representa un “evento raro” (existe una probabilidad pequeña de obtener un valor tan alejado de la masa de datos). El concepto de valores extremos resurge en el capítulo 12 en el contexto del análisis de regresión. La información visual en las gráficas de caja y extensión y de caja no intenta ser una prueba formal de valores extremos. Más bien, se ve como una herramienta de diagnóstico. Mientras que la determinación de cuáles observaciones son valores extremos varía con el tipo de software que se emplee, un procedimiento común consiste en utilizar un múltiplo del rango intercuartil. Por ejemplo, si la distancia desde la caja excede 1.5 veces el rango intercuartil (en cualquier dirección) la observación se puede considerar un valor extremo.

2.9.6 Distribución de Probabilidades

2.9.6.1 Distribución Normal

La distribución Normal es la más conocida y ampliamente utilizada, especialmente, cuando se realizan estudios sobre una población basados en una muestra aleatoria extraída de la misma. La amplia utilización se debe en parte al Teorema Central del Límite que será estudiado en capítulos posteriores. Además, debido a la forma de su función de densidad, esta distribución resulta apropiada para muchos fenómenos sociales, económicos, biológicos, etc., que puedan ser objeto de estudios estadísticos. El dominio de una variable que posee distribución Normal está dado por todos los números reales, y sus dos parámetros, μ y σ , están asociados a la ubicación y a la escala de la función de densidad, siendo su forma siempre similar a la de una “campana”:

Dominio	Parámetros	
$D = \mathbb{R}$	$\mu \in \mathbb{R}$ (posición)	$\sigma > 0$ (escala)

La variable aleatoria X tiene distribución Normal, si su función de densidad es:

$$f(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

$$x \in \mathbb{R}; \mu \in \mathbb{R}, \sigma > 0$$

Se recuerda que las probabilidades se calculan mediante la integración de la función de densidad. Sin embargo, la integración de la función anterior es sumamente complicada, por lo cual se recurren a aproximaciones de la misma, a través de las cuales se construyeron tablas que permitieron obtener de manera directa los valores. La mayoría de los libros de estadística incluyen apéndices con estas tablas. En esta obra no se incluirán, debido a que las probabilidades pueden calcularse con cualquier software que posea funciones estadísticas (Microsoft® Excel o SPSS, por ejemplo).

Los valores tabulados corresponden a la variable estandarizada, es decir, aquélla cuya media es igual a cero y el desvío estándar es igual a uno. Para transformar una variable Normal con media μ y desvío σ en una variable Normal Estándar, simplemente debemos restar la media y dividir por el desvío.

Si X es una variable Normal con media μ y desvío σ , entonces:

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma}$$

Es una variable Normal Estándar, es decir, Normal con media 0 y desvío 1.

2.9.6.2 Distribución Logarítmica Normal

La distribución logarítmica normal se utiliza en una amplia variedad de aplicaciones. La distribución se aplica en casos donde una transformación logarítmica natural tiene como resultado una distribución normal.

La variable aleatoria continua X tiene una distribución logarítmica normal si la variable aleatoria $Y = \ln(X)$ tiene una distribución normal con media μ y desviación estándar σ . La función de densidad de X que resulta es:

$$f(x; \mu, \sigma) = \begin{cases} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma x} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}[\ln(x)-\mu]^2}, & x \geq 0 \\ 0, & x < 0 \end{cases}$$

La media y la varianza de la distribución logarítmica normal son:

$$\mu = e^{\frac{\mu+\sigma^2}{2}}$$

$$\sigma^2 = e^{2\mu+\sigma^2} (e^{\sigma^2} - 1)$$

La función de distribución acumulada es bastante simple debido a su relación con la distribución normal.

2.10 Ensayos de Laboratorio

2.10.1 Determinación en laboratorio del Contenido de Humedad de suelos (DESIGNACIÓN ASTM D2216)

El contenido de humedad de una masa de suelo está formado por la suma de sus aguas libre, capilar e higroscópica.

El método tradicional de determinación de la humedad del suelo en laboratorio es por medio del secado al horno, donde la humedad de un suelo es la relación expresada en porcentaje entre el peso del agua existente en una determinada masa de suelo y el peso de las partículas sólidas, o sea:

$$w\% = \frac{W_w}{W_{ss}} * 100 \text{ ecuación 8.}$$

Donde:

$w\%$ = Contenido de humedad, en porcentaje.

W_w = Peso del agua presente en el suelo.

W_{ss} = 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.

La muestra que se tome para la determinación de humedad deberá ser representativa del suelo cuya humedad se desea conocer. Si dicha muestra de humedad va a ser tomada en el campo y transportada en el laboratorio para hacer la determinación correspondiente, deberá colocarse en un recipiente que tenga una tapa metálica o en otro que tenga la capacidad de

poder conservar la humedad. La determinación de la humedad dependerá del tamaño máximo del agregado, por lo que se recomienda lo siguiente:

Tabla II.1 Peso Recomendado de la Muestra para el Contenido de Humedad

Tamiz que retiene más del 10% del	Peso recomendado de la muestra
2.00 mm (N.º 10)	100 a 200
4.75 mm (N.º 4)	300 a 500
19.00 mm (3/4")	500 a 1000
37.50 mm (1 1/2")	1500 a 3000
75.00 mm (3")	5000 a 10000

Fuente: Manual de ensayos de laboratorio U.A.J.M.S.

Metodología

Es necesario entender que a un suelo húmedo se le debe aplicar calor a temperaturas que superen los 100 °C 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 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

Método horno

1. se toma una muestra representativa de suelo, de acuerdo al tamaño máximo de las partículas.

2. Luego se coloca la muestra húmeda en un recipiente previamente pesado, para proceder a pesar la muestra húmeda más el recipiente, obteniendo (peso del suelo húmedo más tara $W_{sh} + W_T$)
3. Se debe colocar el conjunto dentro del horno durante 24 horas, a una temperatura de $110^\circ \pm 5^\circ\text{C}$. transcurrido dicho tiempo, se determina el peso del recipiente con la muestra seca (W_{ss})

2.10.2 Ensayo de Granulometría de suelos

(DESIGNACIÓN ASTM D422 AASHTO T88)

Se denomina granulometría, a la medición y graduación que se lleva a cabo de los granos de una formación sedimentaria, de los materiales sedimentarios, así como de los suelos, con fines de análisis, tanto de su origen como de sus propiedades mecánicas, y el cálculo de la abundancia de los correspondientes a cada uno de los tamaños previstos por una escala granulométrica.

Fundamentación

Dentro del análisis de los suelos, se encuentra el de la granulometría, que no es más que obtener la distribución porcentual de los tamaños de partículas que conforma un suelo.

Tabla II.2 Escala Granulométrica

ESCALA GRANULOMÉTRICA	
Partícula	Tamaño
Arcillas	< 0.002 mm
Limos	0.002 – 0.06 mm
Arenas	0.06 – 2 mm
Gravas	2 – 60 mm
Cantos rodados	60 – 250 mm
Bloques	> 250 mm

Fuente: Manual de ensayos de laboratorio U.A.J.M.S.

Esto se realiza con la ayuda de un juego de mallas, que tienen un tamaño graduado establecido por las normas ASTM y AASHTO, en donde se obtienen los pesos retenidos para luego realizar posteriores cálculos y la curva granulométrica.

Si bien se realiza una distribución de tamaños, esto no incide en la forma que puedan tener los granos de suelo, ya que al retener material en una malla se observa diferentes tamaños y el porcentaje que se calcula está basado estrictamente en los pesos que se retiene en la malla, referido al peso total que se utiliza en el ensayo.

El factor fundamental del ensayo es la curva granulométrica, que se dibuja en una escala logarítmica, ya que, de no ser así, la representación gráfica tendría que usar escala demasiado grande.

Tabla II.3 Serie de Tamices

Serie de tamices	
Tamaños nominales de abertura	
(mm)	ASTM
75	3"
63	2 ^{1/2} "
50	2"
37.5	1 ^{1/2} "
25	1"
19	3/4"
9.5	3/8"
4.75	N.º 4
2	N.º 10
0.425	N.º 40
0.075	N.º 200

Fuente: Manual de ensayos de laboratorio U.A.J.M.S.

Metodología

Preparación de la muestra

Homogenice cuidadosamente el total de la muestra de terreno en estado húmedo; luego reduzca por cuarteo, cuando esté seca, una cantidad de material ligeramente superior a la estipulada en la siguiente tabla, de acuerdo al tamaño máximo absoluto.

- Luego suelte el fino adherido a la grava y arena, si es necesario con agua, y deshaga los terrones con los dedos.
- Seque la muestra obtenida hasta masa constante a una temperatura de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$; si detecta la presencia de materia orgánica, seque la muestra en el horno a $60 \pm 5^{\circ}\text{C}$.
- En primer lugar, la muestra debe ser representativa, por lo que se tiene que usar el cuarteador mecánico, este proceso se repite hasta obtener la cantidad necesaria para la realización del ensayo.
- Las cantidades ensayadas, dependerán del tipo de suelo que tienen, así, por ejemplo: para suelos granulares se estima aproximadamente unos 5000 gramos, para suelos arcillosos sin presencia de piedras puede variar entre 300 a 500 gramos.

Tabla II.4 Cantidad mínima de muestra para granulometría

Según tamaño máximo absoluto del suelo

Tamaño MÁXIMO Absoluto	Cantidad MÍNIMA de muestra a Extraer en Terreno (Kg.)	Cantidad mínima de Muestra para el Ensayo (Kg.)
5	2	0.5
10	8	2
20	20	5
25	40	10
50	60	15
80	80	20
100	120	30
150	160	40

Fuente: Manual de ensayos de laboratorio U.A.J.M.S.

Método mecánico

- Se procede a separar el material, hasta que los granos no se encuentren pegados o formando grumos, en caso de existir grumos hay que buscar la forma de desintegrarlos, pero sin triturar las partículas verdaderas del suelo, para ello se pueden ayudar con rodillos de madera, u otro objeto parecido.
- Los tamices para disponer para la parte gruesa del material son: $2^{1/2}"$, $2"$, $1^{1/2}"$, $1"$, $3/4"$, $3/8"$, N.^o 4, N. ^o10.

- Los tamices para la parte fina del suelo son: N.^o 40, N.^o 200.
- El método consiste en hacer pasar el material por los tamices de acuerdo a la disposición mencionada, para ello se tiene que realizar un agitado de los tamices por el tiempo de 15 minutos.
- El tamizado puede ser manual o mecánico utilizando el Rop-Tap, aunque luego hay que realizar una revisión para observar si es que ya no pasa material por cada malla.
- Si el tamizado es manual, es muy práctico utilizar bandejas en donde se depositará cada material que pasa, identificarlos de acuerdo a la malla que se haya utilizado.
- Proceder a realizar el pesaje del material retenido en cada malla y lo que pasa en el tamiz N.^o 200.

2.10.3 Límite Líquido de los suelos (ASTM D4318 AASHTO T89)

Metodología

Se ensayará en una muestra seca que haya pasado por el tamiz N.^o 40, en una cantidad mínima de 100 gramos, algunas veces la muestra se encuentra aglomerada en forma de terrones, por lo que se debe realizar una disagregación de los mismos.

1. A la muestra que pasa la malla N° 40, se la deposita dentro de un recipiente y se le agrega agua, para que con una espátula se realice una homogenización de la humedad con el suelo, hasta que la muestra haya adoptado la forma de una pasta de consistencia suave como mantequilla blanda. Hay que tener en cuenta que se debe eliminar todo el aire entrampado entre las partículas del suelo.
2. Ubicar el aparato de Casagrande en una superficie plana, segura y limpia.
3. Calibrar la altura de caída de la copa, haciendo que la misma tenga un centímetro de caída, la medición se puede realizar con el mismo ranurador del equipo que se encuentra acondicionado para tal efecto.
4. Pesar cinco capsulas vacías y limpias, anotando los pesos de cada capsula con su respectiva identificación en la planilla de Límite Líquido.
5. Con la espátula poner la muestra suavemente y tratando siempre que sea de manera horizontal, sobre la copa de Casagrande (esta debe estar siempre en su nivel inferior

de reposo), eliminando el aire entrampado y limpiando aquella muestra que se encuentre pegada en los alrededores de la copa.

6. Una vez, que la muestra se encuentra horizontal y el vaso limpio de otras impurezas, sujetar con una mano la copa de Casagrande y con la otra realizar la ranura de manera firme en una sola pasada, tratando de que en el fondo de la ranura se encuentre visible el color de la copa a lo largo de toda la muestra, caso contrario repetir todo el procedimiento.
7. Una vez realizada la ranura, accionar la copa de Casagrande, al ritmo de dos golpes por segundo, no perdiendo la cuenta del número de golpes accionado hasta que en la ranura se produzca una unión de aproximadamente 1.27 cm, generalmente el ancho de la espátula tiene ese valor, anotar el número de golpes en la planilla.
8. Con la espátula y en forma perpendicular a la ranura, realizar dos cortes a la muestra, estos deben pasar por los extremos de la parte que se unió. Luego extraer la porción de suelo entre los cortes y proceder a depositarla en una de las capsulas que ya se encuentran pesadas e identificadas.
9. Pesar el suelo húmedo más capsula (suelo húmedo + capsula), registrar el dato en la planilla correspondiente al número de golpes anotado.
10. Introducir la capsula más muestra húmeda en el horno, dejar calentar a una temperatura de 100 a 105°C, durante 24 horas, luego extraer del horno, mantener tapada mientras se enfría y pesar la capsula más muestra seca (suelo seco + capsula), registrar en la planilla.

2.10.4 Límite Plástico e Índice de Plasticidad (ASTM D4318 AASHTO T90)

1. A la muestra preparada con agua, debe agregarse material seco que pase por el tamiz N.º 40, y mezclar homogéneamente, se notara que la misma adquiere una consistencia más plástica.
2. Disponer el vidrio sobre la superficie plana y limpia (el vidrio debe estar limpio y seco).
3. Pesar tres capsulas limpias e identificarlas (peso de capsula), registrar en la planilla de límite plástico estos pesos.

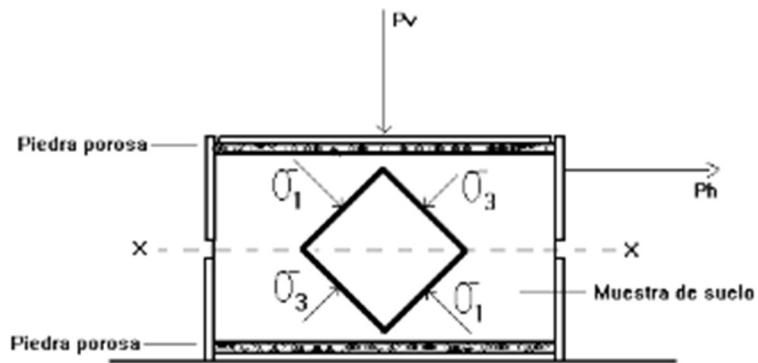
4. Se agarra con las manos una porción de material y se procede a amasarlo, hasta que el mismo puede ser manipulado plásticamente.
5. Se hace una pelotita de material, para luego transformarlo en un pequeño rollito, rodándolo sobre el vidrio, hasta que el mismo tenga un diámetro aproximado de tres milímetros (3mm), observar si el rollito presenta pequeñas rajaduras en ese diámetro.
6. En el caso de que no presente las rajaduras a los tres milímetros, quiere decir que el suelo todavía tiene mucha humedad, entonces se debe volver a manipular el rollito en la mano para que siga perdiendo humedad y comenzar de nuevo el proceso.
7. Una vez que el rollito a los tres milímetros, presente los agrietamientos buscados, quiere decir que se encuentra con la humedad del límite plástico.
8. Con la espátula cortar pequeños trocitos del material y seleccionando aquellos que se encuentren con las rajaduras, luego introducir en las capsulas para llevarlos al horno y obtener el contenido de humedad.

2.10.5 Ensayo de Resistencia al Corte Método de Corte Directo (CD) (ASTM D3080 AASHTO T236)

La finalidad de los ensayos de corte, es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatigas y/o deformaciones que simulen las que existen o existirían en terreno producto de la aplicación de una carga.

Para conocer una de estas resistencias en laboratorio se usa el aparato de corte directo, siendo el más típico una caja de sección cuadrada o circular dividida horizontalmente en dos mitades. Dentro de ella se coloca la muestra de suelo con piedras porosas en ambos extremos, se aplica una carga vertical de confinamiento (P_v) y luego una carga horizontal (P_h) creciente que origina el desplazamiento de la mitad móvil de la caja originando el corte de la muestra (figura 3).

Figura II.11 Esquema del aparato de corte directo



Fuente: Manual de ensayos de laboratorio U.A.J.M.S.

Metodología

Preparación de la muestra

El procedimiento depende del tipo de suelo y de las condiciones en que será ensayado. El tamaño máximo de las partículas para la caja de 10 cm de lado es de 3,35 mm.

2.10.5.1 Procedimiento de ensayo

Suelo no cohesivo

1. Pesar un plato grande de arena seca (o mojada con el contenido de humedad conocido con exactitud) con suficiente material para hacer por lo menos tres ensayos a la misma densidad.
2. Ensamblar cuidadosamente la caja de corte (retroceder cualquier separación existente entre las partes de la caja y los tornillos de empalme) y fijar la caja en posición. Obtener la sección transversal A de la muestra.
3. Colocar cuidadosamente la arena en la caja de corte hasta cerca de 5 mm del borde de la superficie del anillo y colocar el pistón de carga (incluyendo la piedra porosa) sobre la superficie del suelo. Tomar un nivel pequeño y verificar la nivelación del pistón o bloque de carga.

Pesar el recipiente de la arena para determinar el peso exacto del material utilizado en la muestra. Obtener a continuación una referencia del espesor de la muestra de suelo marcando en varios puntos el borde del pistón o bloque de carga alrededor del perímetro con respecto a la altura de la caja de corte.

4. Aplicar la carga normal P_v deseada y colocar el dial para determinar el desplazamiento vertical (con precisión de 0.01 mm por división). Recordar incluir el peso del pistón de carga y la mitad superior de la caja de corte como parte del peso P_v .
5. Separar dos partes de la caja de corte desplazando los tornillos espaciadores que se encuentran en la parte superior de la caja de corte. El espacio desplazado debería ser ligeramente superior (al ojo) que el tamaño más grande de partículas presente en la muestra.

A continuación, se debe fijar el bloque de carga apretando los tornillos de fijación provistos para tal propósito a los lados de la parte superior de la caja de corte. Inmediatamente después de separar los tornillos espaciadores de manera que se libere la parte inferior de la caja de corte; en este momento la carga normal, la mitad de la caja de corte, y el bloque o pistón de carga se encuentra actuando sobre la muestra de suelo.

6. Ajustar el deformímetro de caratula (0.01 mm/división) para medir el desplazamiento en cortante.
7. Para ensayos saturados, saturar la muestra llenando la caja de muestra y permitiendo transcurrir suficiente tiempo para que tenga lugar la saturación.

Asegurarse de que las piedras porosas que se encuentran en la caja de corte estén saturadas si el suelo al ensayarse contiene alguna humedad.

8. Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga, del deformímetro de desplazamiento de cortante, y del deformímetro vertical (cambio de volumen). Si el ensayo es de tipo de deformación unitaria controlada, se deben tomar esas lecturas a desplazamientos horizontales de: 5, 10, y cada 10 o 20 unidades de desplazamiento horizontal. Utilizar una taza de deformación unitaria del orden de 0.5 a no más de 2 mm/ min. No utilizar tasas de deformación unitarias más rápidas,

pues existe el peligro de que se presente el pico de carga cortante entre dos lecturas.

La tasa de deformación unitaria debería ser tal que la muestra falle entre 3 y 5 min.

9. Retirar la arena de la caja de corte y repetir los pasos 1 a 8 sobre por lo menos dos muestras adicionales y a una densidad ojalá dentro de los 5 gramos y no más de 10 gramos respecto a la cantidad de suelo usada en el primer ensayo. Asegurarse de que la arena ocupe el mismo volumen utilizando las marcas de referencia paso N.^o 3.

En el paso anterior usar un valor diferente de Pv para cada ensayo (se sugiere doblar la carga exterior, por ejemplo, 4, 8, 16 kg más el peso del bloque o pistón de carga para esos tres ensayos o 5, 10, 20 kg, etc.)

2.10.5.2 Procedimiento de ensayo

Suelo Cohesivo

1. moldear cuidadosamente tres a cuatro muestras del mismo tamaño (en lo posible, a la misma densidad) tomadas de una muestra de bloque grande, o de una muestra de tubo, o de cualquier otro tipo de fuente. Utilizar un anillo cortante de manera que el tamaño pueda ser controlado bastante aproximado.

Cualquier muestra con un peso apreciablemente diferente de las otras debe descartarse y en su lugar moldear otra muestra. (Se considera “apreciable” comparado con el tamaño de la muestra, del orden de 5 cm² x 20 a 25 mm de espesor, es un asunto de criterio personal).

Nota: se pueden necesitar seis muestras si el suelo esta inalterado y preconsolidado, las muestras se deben mantener en un ambiente de humedad controlada mientras se hace el moldeo y se realiza la preparación de la máquina de corte.

2. Retroceder la separación y el agarre de los tornillos guía en la parte superior de la caja de corte y ensamblar las dos partes. Asegurarse de que las piedras porosas están saturadas a menos que se vaya a ensayar un suelo seco. Medir las dimensiones de la caja de corte para calcular el área de la muestra.
3. Colocar cuidadosamente la muestra dentro de la caja de corte. La muestra debe ajustar perfectamente en la caja y llenarla hasta cerca de 5 mm de la parte superior de la caja

de corte. Colocar el bloque o pistón de carga en su sitio sobre el suelo, la carga normal P_v y ajustar el deformímetro de caratula vertical.

Para un ensayo consolidado es necesario controlar el deformímetro vertical igual que para el ensayo de consolidación para determinar cuando la consolidación haya terminado.

4. Separar cuidadosamente las mitades de la caja de corte dejando una pequeña separación apenas mayor que el tamaño de la partícula más grande presente en el suelo, retroceder los tornillos des separación y empalmar la cabeza de carga en su sitio utilizando los tornillos fijos para tal propósito. Asegurarse de que la carga normal refleje la fuerza normal más el peso del bloque de carga y la mitad superior de la caja de corte. Ser extremadamente cuidadoso al separar la caja de corte cuando se ensaya una arcilla blanda porque parte del material puede se extruido fuera de la caja por la zona de separación, utilizar en esos casos carga verticales y/o hacer si puede requerir el hacer la consolidación antes de la separación de las cajas.
5. Acoplar el deformímetro de deformación constante, fijar en cero tanto el deformímetro horizontal como el vertical. Para ensayos saturados, es necesario llenar la caja de corte con agua y esperar un tiempo razonable para que se produzca la saturación de la muestra.
6. Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga, desplazamiento de corte y desplazamiento verticales (de cambio de volumen). Si el ensayo se hace a deformación unitaria controlada tomar lecturas estas lecturas a desplazamientos horizontales de 5, 10 y cada 10 ó 20 unidades del deformímetro de desplazamiento horizontal. Utilizar una tasa de deformación unitaria del orden de 0.5 a no más de 2 mm/min. No utilizar tasas de deformación unitarias demasiado altas, ya que es posible que la carga pico de corte este entre dos lecturas. La tasa de deformación unitaria debería ser tal que la muestra “falle” en 5 a 10 min a menos que el ensayo sea de tipo con drenaje. Puede hacerse una gráfica de la lectura de deformación vertical contra el log del tiempo similar a la del ensaya de consolidación del suelo.
7. Remover el suelo y tomar una muestra para contenido de humedad. Repetir los pasos de 2 a 6 para dos o más muestras adicionales. Si el suelo este preconsolidado y se

utilizan seis muestras para el ensayo, es preciso asegurarse de utilizar un rango de tres cargas normales a cada lado del esfuerzo de preconsolidación.

2.10.5.3 Cálculos

Los cálculos son aplicables tanto a suelos cohesivos como a suelos no cohesivos:

1. Densidad de la muestra

Si durante el ensayo ocurren asentamientos importantes la densidad varia de la siguiente forma:

$$\gamma_v = \frac{H}{H-\Delta} \gamma_o \quad \text{ecuación 9.}$$

Donde:

γ_v = Densidad en función del asentamiento.

H = Altura inicial de la muestra

Δ = Asentamiento (deformación vertical)

γ_o = Densidad inicial

2. Cálculo de esfuerzos normales

$$\sigma = \frac{Pv}{A}$$

Donde:

Pv = Carga aplicada normal

A = Área de la muestra

Ejemplo: los esfuerzos normales con los que se trabajara son:

$$\sigma_{N1} = 0.25 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$\sigma_{N1} = 1.0 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$\sigma_{N1} = 4.0 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

3. Cálculo del esfuerzo Cortante Ultimo

$$\tau = \frac{T}{A}$$

T= Fuerza rasante dada por el anillo de carga.

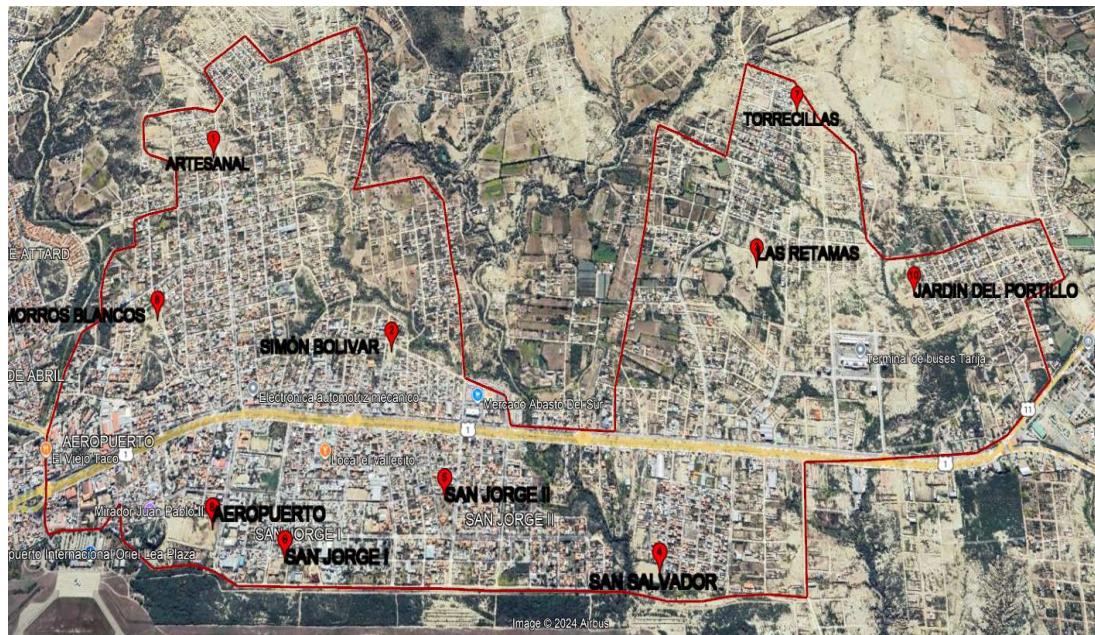
CAPÍTULO III

RELEVAMIENTO DE INFORMACIÓN Y CARACTERIZACIÓN

3.1 Ubicación Geográfica

El presente estudio se centra en el Distrito 10, ubicado en la zona sureste de la Provincia Cercado, Departamento de Tarija, Bolivia, a una altitud promedio de 1850 metros sobre el nivel del mar. Este Distrito está compuesto por 14 barrios, específicamente: Torrecillas, Simón Bolívar, Las Retamas, San Jorge I, San Jorge II, San Salvador, Jardín del Portillo, Morros Blancos, Artesanal, Bartolomé Attard, 15 de Abril, San Pedro y Rosedal. La investigación en este Distrito es crucial debido a la escasez de información sobre estudios de suelo y al rápido crecimiento urbano que ha experimentado en comparación con otros distritos de la ciudad de Tarija. Esta falta de información y el dinamismo demográfico y urbanístico del área justifican la necesidad de realizar un estudio detallado que permita comprender mejor las características del suelo y su impacto en el desarrollo sostenible del Distrito.

Figura III.1 Imagen Satelital de los puntos en estudio en el Distrito 10 de la Ciudad de Tarija



Fuente: Elaboración Propia

3.2 Coordenadas de ubicación de los puntos en estudio

Tabla III.1 Coordenadas de ubicación de los puntos

UBICACIÓN	COORDENADAS UTM		
BARRIO	X	Y	Z
Morros Blancos	323759.00	7617015.00	1892.00
Artesanal	324336.00	7617589.00	1890.00
Simón Bolívar	324690.00	7616245.00	1861.00
Torrecillas	327156.00	7616013.00	1891.00
Las Retamas	326483.00	7615527.00	1866.00
Jardín del Portillo	327086.26	7614974.34	1857.00
San Salvador	325284.00	7614754.00	1846.00
San Jorge II	324594.00	7615555.00	1861.00
San Jorge I	323845.00	7615758.00	1862.00
Aeropuerto	323616.05	7616060.82	1861.00

Fuente: Elaboración Propia

3.3 Exploración de suelos

Se identificaron las áreas y zonas donde se llevarán a cabo las excavaciones, con el propósito de obtener muestras representativas que serán sometidas a ensayos posteriormente. En este sentido, se han efectuado 10 calicatas o pozos abiertos distribuidos de manera adecuada, la mayoría de ellos ubicados en áreas verdes que pertenecen al Gobierno Autónomo Municipal de Tarija.

3.3.1 Toma de muestra

3.3.1.1 Muestreo Inalterado

Se han recolectado muestras inalteradas de las calicatas a profundidades de 1 m, 2 m, 3 m, 4 m y 5 m. Estas muestras fueron preparadas para su transporte al laboratorio, donde se realizarán ensayos que incluirán el Corte Directo, Contenido de Humedad, Granulometría, Límites y Peso Específico.

3.3.1.2 Material utilizado

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

- Maquinaria pesada (retroexcavadora)
- Pico
- Bolsas plásticas
- Papel film
- Flexómetro

3.3.2 Procedimiento de extracción de la muestra

Para llevar a cabo la extracción de la muestra, inicialmente se determinó el área donde se realizaría la excavación. Posteriormente, se procedió a limpiar el sitio y se utilizó una retroexcavadora para efectuar la excavación, prestando especial atención para alcanzar la profundidad requerida. Para verificar esta profundidad, se empleó un flexómetro. Al llegar a la profundidad deseada, se utilizó un pico para extraer la muestra. Esta fue protegida con papel film y almacenada en bolsas para asegurar que no se altere. Finalmente, se etiquetó la muestra con información sobre su ubicación y profundidad.

Figura III.3 Fotografía de las excavaciones realizadas en los puntos en estudio.



Simón Bolívar



San Jorge II



Las Retamas



San Jorge I





Fuente: Elaboración Propia

3.4 Contenido de Humedad (Documento referencial ASTM D2216)

Este ensayo se realizó para todas las muestras representativas de los 10 sondeos realizados para profundidades de 1m, 2m, 3m, 4m y 5m. las muestras fueron conservadas en bolsas herméticas antes de ser ensayadas y fueron almacenadas en un área sin contacto con la luz solar.

Se determinó el contenido de humedad tan pronto como fue posible después del muestreo. Y se escogió una cantidad representativa de muestra húmeda de cada estrato para el ensayo.

Se determinó y se registró el peso de las taras previamente rotulando un identificativo para cada una de ellas, luego colocamos las muestras en la tara y procedemos a determinar su peso con la ayuda de una balanza, posteriormente se introdujo las taras con muestras en el horno. Y seco hasta alcanzar un peso constante, a una temperatura promedio de 110 °C, por un lapso de 24 horas, siendo este tiempo suficiente para garantizar el secado del material. Se sacó las taras del horno y se dejó enfriar hasta que pudo ser manipulado para así determinar su peso en la balanza.

Figura III.2 Muestra de suelo antes de ser introducida al horno para su secado.



Fuente: Elaboración propia

Tabla III.2 Resumen de los resultados obtenidos del ensayo Contenido de Humedad

Barrios	Contenido de Humedad (%)				
	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m
Morros Blancos	10.58	10.92	10.1	9.77	8.95
Artesanal	13.14	12.11	14.6	14.74	14.77
Simón Bolívar	8.68	8.91	10.35	11.52	12.06
Torrecillas	6.55	10.52	10.69	11.54	11.4
Las Retamas	4.89	5.37	6.03	6.64	7.33
Jardín del Portillo	6.58	8.54	10.36	12.29	11.04
San Salvador	5.68	9.85	12.41	12.59	12.61
San Jorge II	6.62	8.79	10.48	10.71	11.44
San Jorge I	7.53	8.53	11.69	12.88	13.19
Aeropuerto	7.5	8.08	10.08	11.53	12.41

Fuente: Elaboración propia

3.5 Granulometría de Suelos (Documento referencial ASTM D422)

En este procedimiento, se debe pesar una cantidad específica de muestra de material seco, en este caso se usó 2000 g, que se dejará en reposo en agua hasta alcanzar una saturación total durante un periodo de 24 horas. Posteriormente, se introduce la muestra en el tamiz N°200 y, utilizando agua, se lava el suelo hasta que el líquido que fluye a través del tamiz N°200 esté libre de sedimentos, evitando en todo momento la perdida de material retenido en el tamiz. El material que queda retenido en el tamiz N°200 se coloca en un horno hasta que esté completamente seco. A continuación, se procede a tamizar el material a través de varios tamices y a pesar la cantidad retenida en cada uno de ellos.

Figura III.3 Fotografía de lavado del material fino

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.3 Resumen Granulométrico de suelo fino para 1m de profundidad

Barrios	% Pasante el Tamiz			
	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200
Morros Blancos	99.79	98.74	97.88	96.24
Artesanal	98.76	97.54	97.28	96.35
Simón Bolívar	100	99.59	98.34	91.26
Torrecillas	99.55	98.95	98.79	98.6
Las Retamas	99.62	99.1	96.63	72.97
Jardín del Portillo	99.71	98.85	92.53	71.3
San Salvador	99.82	99.07	88.79	85.98
San Jorge II	98.78	97.5	97.08	96.05
San Jorge I	99.95	99.9	99.86	99.78
Aeropuerto	99.91	99.75	99.24	89.16

Fuente: Elaboración propia**Tabla III.4 Resumen Granulométrico de suelo fino para 2m de profundidad**

Barrios	% Pasante el Tamiz			
	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200
Morros Blancos	99.59	99.08	98.1	96.78
Artesanal	99.97	99.78	98.8	90.81
Simón Bolívar	100	99.98	99.77	96.63
Torrecillas	99.18	98.52	97.54	96.51
Las Retamas	96.63	95.45	93	74.32
Jardín del Portillo	100	99.94	99.63	86.72
San Salvador	100	99.99	99.55	83.02
San Jorge II	99.97	98.92	93.41	87.88
San Jorge I	99.97	98.48	95.29	89.2
Aeropuerto	99.95	99.83	98.75	90.03

Fuente: Elaboración propia**Tabla III.5 Resumen Granulométrico de suelo fino para 3m de profundidad**

Barrios	% Pasante el Tamiz			
	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200
Morros Blancos	99.59	99.08	98.1	96.78
Artesanal	99.97	99.78	98.8	90.81
Simón Bolívar	100	99.98	99.77	96.63

Barrios	% Pasante el Tamiz			
	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200
Torrecillas	99.18	98.52	97.54	96.51
Las Retamas	96.63	95.45	93	74.32
Jardín del Portillo	100	99.94	99.63	86.72
San Salvador	100	99.99	99.55	83.02
San Jorge II	99.97	98.92	93.41	87.88
San Jorge I	99.97	98.48	95.29	89.2
Aeropuerto	99.95	99.83	98.75	90.03

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.6 Resumen Granulométrico de suelo fino para 4m de profundidad

Barrios	% Pasante el Tamiz			
	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200
Morros Blancos	100	99.94	99.74	98.83
Artesanal	100	99.99	99.85	99.6
Simón Bolívar	100	99.71	98.69	92.77
Torrecillas	99.64	99.48	99.29	99.13
Las Retamas	99.88	99.7	98.44	82.39
Jardín del Portillo	100	99.95	99.41	95.38
San Salvador	100	99.99	99.64	96.7
San Jorge II	100	95.81	91.79	91.51
San Jorge I	100	96.52	96.34	93.96
Aeropuerto	100	99.94	99.66	98.44

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.7 Resumen Granulométrico de suelo fino para 5m de profundidad

o	% Pasante el Tamiz			
	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200
Morros Blancos	100	99.77	99.48	98.95
Artesanal	100	99.98	99.85	99.50
Simón Bolívar	100	99.78	98.61	93.64
Torrecillas	99.6	99.01	98.28	97.61
Las Retamas	90.87	89.88	88.68	70.81
Jardín del Portillo	100	99.99	99.58	93.31
San Salvador	100	100	99.67	83.83
San Jorge II	100	99.88	99.69	99.27
San Jorge I	100	97.63	95.53	93.90

Barrios	% Pasante el Tamiz			
	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200
Aeropuerto	100	99.96	99.78	99.1

Fuente: Elaboración propia

3.6 Peso Específico de Suelos (Documento referencial ASTM D854)

Se determino el peso del frasco volumétrico seco y limpio, posterior a ello se pesó 80g de suelo en estado natural, el cual se colocó en plato y se añadió agua hasta formar una pasta suave, se vierte el contenido en el frasco volumétrico hasta que la parte inferior del menisco coincida con el 50% de capacidad del frasco, seguidamente se procedió a agitar el contenido de manera que se pierda el aire atrapado en el frasco, conseguido esto se introdujo el frasco en una baño maría, hasta que alcanzo una temperatura aproximada de 60°C, se retiró el frasco del baño maría, y se llenó con agua destilada a temperatura ambiente hasta que el menisco inferior coincida con la marca de enrascarse, se procedió a determinar su peso y temperatura, posterior a ello se introdujo el frasco en un baño maría frio, para poder obtener cinco pesadas del frasco a diferente temperaturas, en un rango de 30 a 15°C.

Se debe tomar en cuenta que se realiza un proceso similar para calibrar el frasco volumétrico el cual solo se llenara de agua destilada y se determinará el peso del mismo a diferentes temperaturas, los resultados obtenidos en la calibración ayudaran a determinar el peso específico de suelo.

Figura III.4 Fotografía del ensayo de Peso Específico



Fuente: Elaboración propia

Tabla III.8 Resumen de resultados del ensayo de Peso Específico

Barrios	Peso Específico [g/cm³]				
	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m
Morros Blancos	2.691	2.692	2.66	2.657	2.686
Artesanal	2.702	2.701	2.721	2.732	2.76
Simón Bolívar	2.703	2.691	2.694	2.698	2.696
Torrecillas	2.658	2.674	2.640	2.645	2.659
Las Retamas	2.689	2.682	2.676	2.697	2.702
Jardín del Portillo	2.678	2.693	2.706	2.713	2.723
San Salvador	2.675	2.681	2.692	2.632	2.655
San Jorge II	2.678	2.657	2.622	2.623	2.533
San Jorge I	2.695	2.709	2.709	2.709	2.725
Aeropuerto	2.643	2.649	2.651	2.65	2.652

Fuente: Elaboración propia

3.7 Límites de Atterberg (Documento referencial ASTM D4318)

3.7.1 Determinación del Límite Líquido de los Suelos

Se obtuvo una muestra representativa del material aproximadamente de 150g. pasante del tamiz de 0.425 mm. (Nº 40), luego esta muestra se colocó en un recipiente y se le agregó agua para variar su humedad de manera que se requirieron de 15 a 35 golpes para cerrar la ranura. La porción de muestra de suelo preparado se colocó en la copa en el aparato de límite líquido de los suelos (copa Casagrande), en el punto más hondo de la copa. Se presionó y esparció con una espátula hasta una profundidad aproximada de 10 mm.

Se tuvo en cuenta no dejar ninguna burbuja de aire atrapada en la masa de suelo, y se hizo con el menor número de pasada de espátula posible. Utilizando el acanalador, la muestra contenida en la copa se dividió, haciendo un surco a través del suelo siguiendo una línea recta hasta el borde de la copa. Se giró el manubrio de la copa a una velocidad de 2 golpes por segundo, hasta que las dos mitades del suelo se juntaron en la base de la ranura una longitud de 13 mm. (1/2 pulg.).

Se registró el número de golpes N, necesarios para cerrar la ranura. Se tomó una tajada del suelo de aproximadamente el ancho de la espátula. Se colocó en una tara que se llevó al horno para determinar su contenido de humedad. Se repitió el procedimiento anterior, variando la

humedad con la adición de agua. Esta prueba se realizó para un cierre que requirió de 25 a 35 golpes, una para un cierre entre 15 a 20 golpes, 20 a 25 golpes, 25 a 30 golpes y de 30 a 35 golpes.

3.7.2 Determinación del Límite Plástico

Se tomó una porción de la muestra de suelo humedecida de aproximadamente 15 g. y se amasó para la determinación del límite líquido de los suelos.

Con la muestra se formó una esfera que se pudo amasar fácilmente sin que se pegue en los dedos. Se moldeó la mitad de la muestra en forma de elipsoide, y con los dedos se rodó sobre una superficie lisa hasta formar cilindros que se desmoronaron a un diámetro de unos 3.2 mm. (1/8"). Se continuó el procedimiento hasta obtener unos 6 g. de suelo y se determinó su contenido de humedad. Calcular el promedio de 3 contenidos de humedad que representan el límite plástico del suelo.

Figura III.5 Fotografía del ensayo de Límites de Atterberg



Fuente: Elaboración propia

Tabla III.9 Resumen de resultados de Límites de Atterberg a 1m de profundidad

Distrito 10	Límites de Atterberg		
Barrios	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Morros Blancos	28	23	5
Artesanal	46	33	13
Simón Bolívar	24	16	8
Torrecillas	28	20	8
Las Retamas	24	17	7
Jardín del Portillo	32	20	12
San Salvador	33	19	14
San Jorge II	21	15	6
San Jorge I	34	22	12
Aeropuerto	32	22	10

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.10 Resumen de resultados de Límites de Atterberg a 2m de profundidad

Distrito 10	Límites de Atterberg		
Barrios	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Morros Blancos	30	20	10
Artesanal	53	31	22
Simón Bolívar	23	15	8
Torrecillas	42	27	15
Las Retamas	23	17	6
Jardín del Portillo	31	20	11
San Salvador	32	21	11
San Jorge II	20	14	6
San Jorge I	32	20	12
Aeropuerto	32	21	11

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.11 Resumen de resultados de Límites de Atterberg a 3m de profundidad

Distrito 10	Límites de Atterberg		
Barrios	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Morros Blancos	31	22	9
Artesanal	53	27	26
Simón Bolívar	22	14	8
Torrecillas	44	28	16

Distrito 10		Límites de Atterberg		
Barrios		LL (%)	LP (%)	IP (%)
Las Retamas		22	16	6
Jardín del Portillo		32	23	9
San Salvador		33	25	8
San Jorge II		21	15	6
San Jorge I		56	25	31
Aeropuerto		47	22	25

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.12 Resumen de resultados de Límites de Atterberg a 4m de profundidad

Distrito 10		Límites de Atterberg		
Barrios		LL (%)	LP (%)	IP (%)
Morros Blancos		31	21	10
Artesanal		58	27	31
Simón Bolívar		25	16	9
Torrecillas		42	23	19
Las Retamas		25	18	7
Jardín del Portillo		34	24	10
San Salvador		35	25	10
San Jorge II		19	14	5
San Jorge I		51	23	28
Aeropuerto		51	22	29

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.13 Resumen de resultados de Límites de Atterberg a 5m de profundidad

Distrito 10		Límites de Atterberg		
Barrios		LL (%)	LP (%)	IP (%)
Morros Blancos		30	21	9
Artesanal		59	29	30
Simón Bolívar		25	17	8
Torrecillas		40	23	17
Las Retamas		25	18	7
Jardín del Portillo		34	23	11
San Salvador		36	25	11
San Jorge II		20	13	7
San Jorge I		52	23	29
Aeropuerto		50	22	28

Fuente: Elaboración propia

3.8 Clasificación de los suelos

La clasificación de suelos es una categorización del suelo basado en características distintivas y en criterios de uso.

Los dos sistemas principales de clasificación científica de suelos actualmente en uso son el sistema AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Official) y el USCS o S.U.C.S (Unified soil Classification System)

Tabla III.14 Clasificación de suelos a 1m de Profundidad

Distrito 10	Clasificación de los suelos	
Barrios	SUCS	AASHTO
Morros Blancos	ML	A-4(8)
Artesanal	ML	A-7-5(10)
Simón Bolívar	CL	A-4(8)
Torrecillas	CL	A-4(8)
Las Retamas	CL-ML	A-4(8)
Jardín del Portillo	CL	A-6(8)
San Salvador	CL	A-6(9)
San Jorge II	CL-ML	A-4(8)
San Jorge I	CL	A-6(9)
Aeropuerto	CL	A-4(8)

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.15 Clasificación de suelos a 2m de Profundidad

Distrito 10	Clasificación de los suelos	
Barrios	SUCS	AASHTO
Morros Blancos	CL	A-4(8)
Artesanal	MH	A-7-5(15)
Simón Bolívar	CL	A-4(8)
Torrecillas	ML	A-7-6(11)
Las Retamas	CL-ML	A-4(8)
Jardín del Portillo	CL	A-6(8)
San Salvador	CL	A-6(9)
San Jorge II	CL-ML	A-4(8)
San Jorge I	CL	A-6(9)
Aeropuerto	CL	A-6(8)

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.16 Clasificación de suelos a 3m de Profundidad

Distrito 10	Clasificación de los suelos	
Barrios	SUCS	AASHTO
Morros Blancos	CL	A-4(8)
Artesanal	CH	A-7-6(17)
Simón Bolívar	CL	A-4(8)
Torrecillas	ML	A-7-6(11)
Las Retamas	CL-ML	A-4(8)
Jardín del Portillo	CL	A-4(8)
San Salvador	ML	A-4(8)
San Jorge II	CL-ML	A-4(8)
San Jorge I	CH	A-7-6(19)
Aeropuerto	CL	A-7-6(15)

Fuente: Elaboración propia**Tabla III.17 Clasificación de suelos a 4m de Profundidad**

Distrito 10	Clasificación de los suelos	
Barrios	SUCS	AASHTO
Morros Blancos	CL	A-4(8)
Artesanal	CH	A-7-6(20)
Simón Bolívar	CL	A-4(8)
Torrecillas	CL	A-7-6(12)
Las Retamas	CL-ML	A-4(8)
Jardín del Portillo	ML	A-4(8)
San Salvador	ML	A-4(8)
San Jorge II	CL-ML	A-4(8)
San Jorge I	CH	A-7-6(17)
Aeropuerto	CH	A-7-6(18)

Fuente: Elaboración propia**Tabla III.18 Clasificación de suelos a 5m de Profundidad**

Distrito 10	Clasificación de los suelos	
Barrios	SUCS	AASHTO
Morros Blancos	CL	A-4(8)
Artesanal	CH	A-7-6(20)
Simón Bolívar	CL	A-4(8)
Torrecillas	CL	A-7-6(11)

Distrito 10	Clasificación de los suelos	
Barrios	SUCS	AASHTO
Las Retamas	CL-ML	A-4(7)
Jardín del Portillo	CL	A-6(9)
San Salvador	ML	A-6(8)
San Jorge II	CL-ML	A-4(8)
San Jorge I	CH	A-7-6(18)
Aeropuerto	CH	A-7-6(18)

Fuente: Elaboración propia

3.9 Resistencia al Corte Método de Corte Directo (CD, documento referencial AASTM D3080)

3.9.1 Preparación de la muestra

Se obtuvo una muestra representativa del material que permitió la fabricación de tres muestras de igual tamaño. Utilizando un molde de corte, se controló el tamaño deseado, asegurando que cada muestra presentara una altura de 25 mm y lados de 60 mm, descartando aquellas que mostraran discrepancias significativas en peso. Todo este proceso se llevó a cabo mediante el uso de una sierra para reducir las muestras a dimensiones más pequeñas, mientras que con un cuchillo y lija se perfilaban hasta alcanzar la forma y dimensiones específicas requeridas, conforme a lo establecido por la norma ASTM D3080.

Figura III.6 Fotografía de preparación de la muestra



Fuente: Elaboración propia

3.9.2 Ensamblaje de la muestra

La caja de corte se ensambló sobre una superficie nivelada, comenzando con la colocación de una placa ranurada en su base. Sobre esta, se dispuso una piedra porosa, seguida de la muestra y otra piedra porosa, colocando finalmente el pistón de carga en la parte superior. Posteriormente, se trasladó la muestra para ser situada en el carro deslizante. Se procedió a ajustar la celda de carga horizontal y vertical sin ejercer fuerza alguna.

Figura III.7 Fotografía ensamblaje de la muestra



Fuente: Elaboración propia

3.9.3 Aplicación del esfuerzo

Se permitió una consolidación primaria de la muestra bajo una fuerza normal, aplicando unas pesas para determinar el esfuerzo normal para la superficie de la caja de corte, estas fuerzas normales fueron de 0.28, 0.56 y 1.11 kg/cm², posterior a ello se calibró los diales que nos indicaron el desplazamiento vertical.

Figura III.8 Fotografía aplicación del esfuerzo



Fuente: Elaboración propia

3.9.4 Llenado de agua

Se llena la caja de corte con agua asegurando que la muestra se encuentre totalmente saturada, esto se consigue llenando la caja de corte hasta 5 mm antes de alcanzar el nivel máximo de la caja de corte.

Figura III.9 Fotografía caja de corte con agua



Fuente: Elaboración propia

3.9.5 Verificación del equipo

Antes de comenzar con el ensayo se coloca en cero nuevamente el dial de deformación vertical, se verifica que el dial de deformación horizontal y el anillo de carga estén en cero, se coloca la velocidad de deformación la cual debe ser pequeña para garantizar un drenaje de la muestra, la velocidad usada en el ensayo de corte fue de 0.05 mm/min.

3.9.6 Lectura del ensayo

Se pone en funcionamiento la máquina de corte directo a una velocidad de 0.050 mm/min. Y se registró la fuerza cortante, los desplazamientos horizontales, para cada esfuerzo normal. Se detuvo el funcionamiento de la máquina al notar que el dial que nos indica la fuerza cortante ya no avanzó o empezó a retroceder. Este procedimiento se repitió para cada esfuerzo normal necesario para el ensayo y con este ensayo determinamos el ángulo de fricción y la cohesión del suelo ensayado.

Figura III.10 Fotografía verificación y lectura del ensayo



Fuente: Elaboración propia

3.9.7 Desmontaje de la caja de corte

Luego de terminar la lectura del ensayo, se procedió a desmontar la caja de corte y sacar la muestra con la que se trabajó, para posteriormente pesar y colocar la muestra en el horno.

Figura III.11 Fotografía desmontaje de la caja de corte



Fuente: Elaboración propia

Tabla III.19 Resumen de resultados del ensayo de corte Directo a 1m de profundidad

Distrito 10	Parámetros de Resistencia		
	Barrios	ϕ (°)	c (kg/cm²)
Morros Blancos	24.02	0.24	1.61
Artesanal	26.97	0.17	1.75
Simón Bolívar	17.86	0.15	1.65
Torrecillas	36.19	0.11	1.72
Las Retamas	25.30	0.18	1.64
Jardín del Portillo	28.45	0.25	1.76
San Salvador	34.23	0.25	1.82
San Jorge II	19.10	0.27	1.71
San Jorge I	23.87	0.19	1.82
Aeropuerto	22.41	0.18	1.73

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.20 Resumen de resultados del ensayo de Corte Directo a 2m de profundidad

Distrito 10	Parámetros de Resistencia		
	Barrios	ϕ (°)	c (kg/cm²)
Morros Blancos	28.05	0.23	1.61
Artesanal	29.38	0.18	1.78
Simón Bolívar	15.48	0.17	1.66

Distrito 10		Parámetros de Resistencia		
Barrios	ϕ (°)	c (kg/cm²)	γ (g/cm³)	
Torrecillas	32.18	0.16	1.72	
Las Retamas	21.52	0.19	1.65	
Jardín del Portillo	26.42	0.27	1.76	
San Salvador	30.93	0.25	1.81	
San Jorge II	20.02	0.21	1.61	
San Jorge I	21.38	0.20	1.82	
Aeropuerto	22.27	0.18	1.74	

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.21 Resumen de resultados del ensayo de Corte Directo a 3m de profundidad

Distrito 10		Parámetros de Resistencia		
Barrios	ϕ (°)	c (kg/cm²)	γ (g/cm³)	
Morros Blancos	29.25	0.24	1.70	
Artesanal	36.97	0.33	1.92	
Simón Bolívar	15.96	0.17	1.65	
Torrecillas	36.64	0.12	1.72	
Las Retamas	18.94	0.18	1.65	
Jardín del Portillo	30.80	0.26	1.78	
San Salvador	29.25	0.38	1.81	
San Jorge II	25.02	0.18	1.61	
San Jorge I	18.94	0.18	1.82	
Aeropuerto	21.82	0.16	1.73	

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.22 Resumen de resultados del ensayo de Corte Directo a 4m de profundidad

Distrito 10		Parámetros de Resistencia		
Barrios	ϕ (°)	c (kg/cm²)	γ (g/cm³)	
Morros Blancos	27.10	0.24	1.71	
Artesanal	37.51	0.30	1.94	
Simón Bolívar	20.02	0.17	1.64	
Torrecillas	30.93	0.14	1.74	
Las Retamas	22.71	0.17	1.68	
Jardín del Portillo	31.05	0.27	1.80	
San Salvador	31.31	0.33	1.83	
San Jorge II	22.71	0.17	1.61	

Distrito 10		Parámetros de Resistencia	
Barrios	ϕ (°)	c (kg/cm²)	γ (g/cm³)
San Jorge I	17.70	0.20	1.82
Aeropuerto	21.38	0.18	1.74

Fuente: Elaboración propia

Tabla III.23 Resumen de resultados del ensayo de Corte Directo a 5m de profundidad

Distrito 10		Parámetros de Resistencia	
Barrios	ϕ (°)	c (kg/cm²)	γ (g/cm³)
Morros Blancos	25.30	0.29	1.75
Artesanal	44.29	0.29	2.03
Simón Bolívar	20.77	0.24	1.65
Torrecillas	34.93	0.15	1.76
Las Retamas	22.41	0.17	1.68
Jardín del Portillo	29.51	0.27	1.83
San Salvador	30.80	0.34	1.83
San Jorge II	22.56	0.17	1.59
San Jorge I	19.10	0.19	1.82
Aeropuerto	21.08	0.19	1.73

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

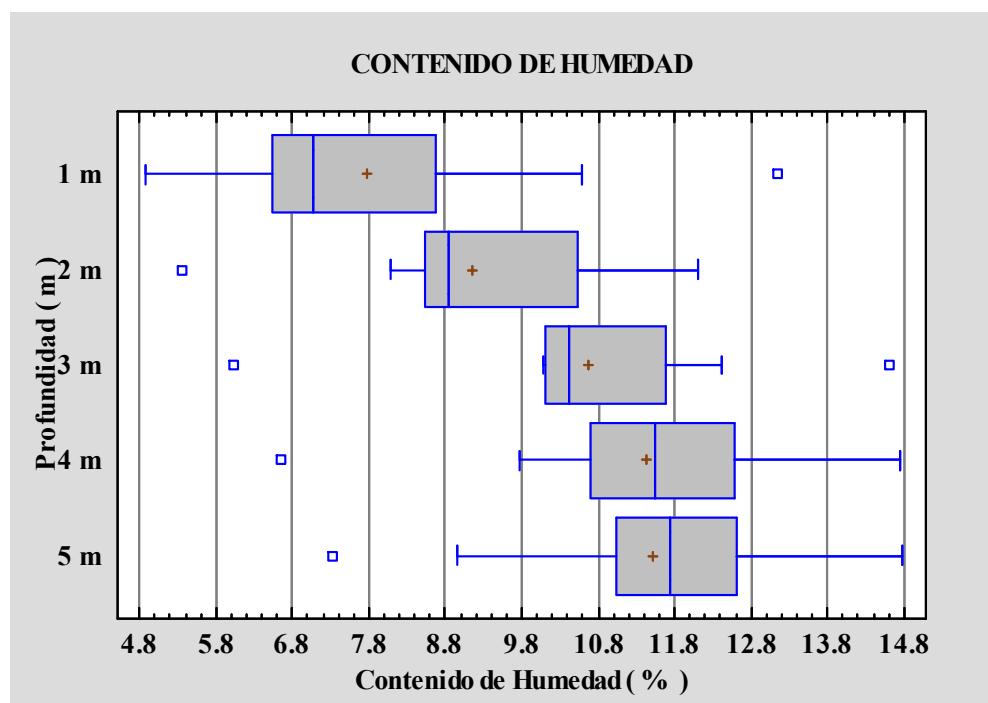
4.1 Introducción

El presente capítulo tiene como objetivo analizar los datos recopilados durante un estudio de suelos realizado en el Distrito 10 de la ciudad de Tarija.

4.2 Contenido de Humedad

Se determinó el contenido de humedad usando la metodología propuesta en la norma ASTM D2216 descrita en el capítulo II, para ello se extrajeron muestras de todos los sondeos, con el fin de determinar el contenido de humedad a diferentes profundidades. A continuación, se presentan los resultados en una gráfica de caja y bigotes.

Gráfico IV.1 Contenido de Humedad



Fuente: Elaboracion propia

En base a la grafica podemos observar que para una profundidad de 1 m en los 10 sondeos realizados, el contenido de humedad varia entre 4.89 a 13.14 %, siendo este ultimo un valor

atípico (punto de observación que se aleja de otras observaciones) dentro de los datos obtenidos para esta profundidad, el 50% de los datos tienen un contenido de humedad de 6.6 a 8.7 %, la media del contenido de humedad para esta profundidad es de 7.78 %.

Para una profundidad de 2 m se observa que el contenido de humedad varía entre 5.37 a 12.11 %, siendo el menor un valor atípico en la serie de datos obtenidos para esta profundidad, el 50% de los datos tienen porcentajes de humedad que varían desde un 8.70 a 10.5 %, el porcentaje de humedad media para esta profundidad es de 9.16 %, a 3 metros de profundidad la humedad varía entre 6.03 a 14.6 %, con el 50 % de los datos comprendidos entre un 10.10 a 11.70 %, con un contenido de humedad media de 10.68%, a 4 metros de profundidad la humedad varía de 6.64 a 14.74 %, el 50% de los datos están entre 10.70 a 12.60 %, el contenido de humedad media para esta profundidad es de 11.42%, y finalmente a 5 metros de profundidad la humedad varía de 7.33 a 14.77 %, con un 50% de los datos agrupados entre 10.80 a 12.60 %, con una humedad media de 11.52%.

Con los datos analizados podemos concluir que la humedad varía con la profundidad, es decir que mayor profundidad el suelo presentará un mayor contenido de humedad.

Tabla IV.1 Resumen estadístico del Contenido de Humedad

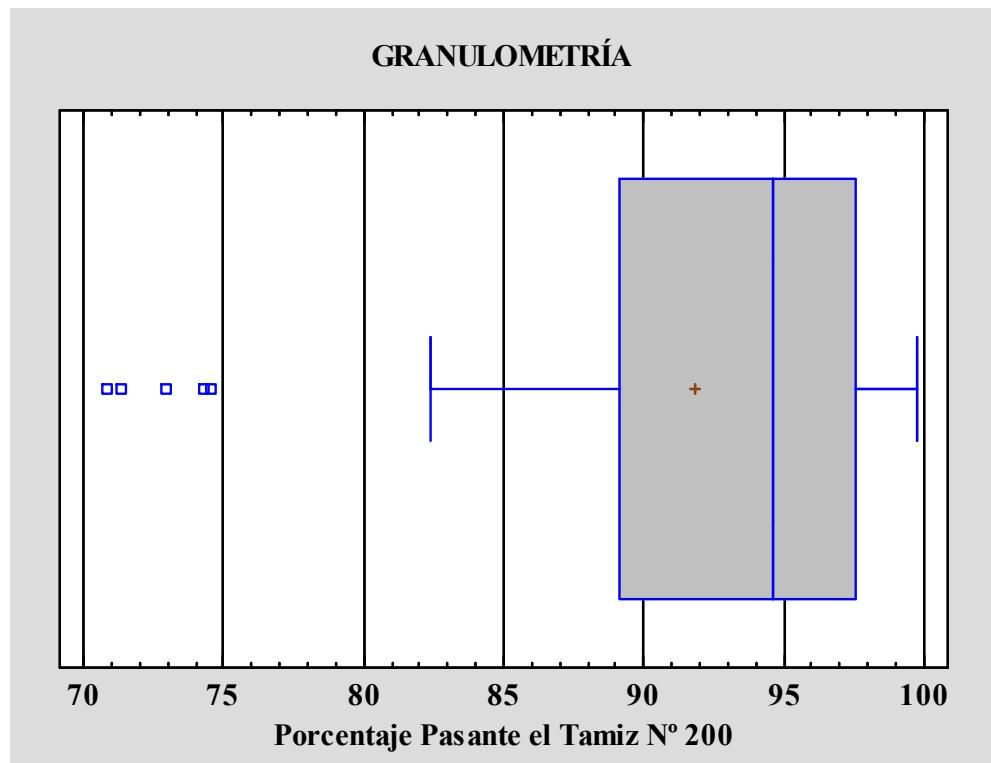
Prof.	Nº Datos	\bar{x}	σ	CV	Min.	Max.
1 m	10	7.775	2.46263	31.6737%	4.89	13.14
2 m	10	9.162	1.84502	20.1378%	5.37	12.11
3 m	10	10.679	2.15895	20.2168%	6.03	14.60
4 m	10	11.421	2.14454	18.7771%	6.64	14.74
5 m	10	11.52	2.10912	18.3083%	7.33	14.77

Fuente: Elaboración propia

4.3 Análisis Granulométrico

Esta prueba se realizó con el fin de determinar la distribución del tamaño de las partículas presentes en las muestras tomadas en los 10 sondeos realizados a diferentes profundidades, usando para ello el método del lavado ASTM D422, esto por tratarse de suelos finos. A continuación, se presenta la gráfica de cajas y bigotes que resume los resultados encontrados.

Gráfico IV.2 Granulometría



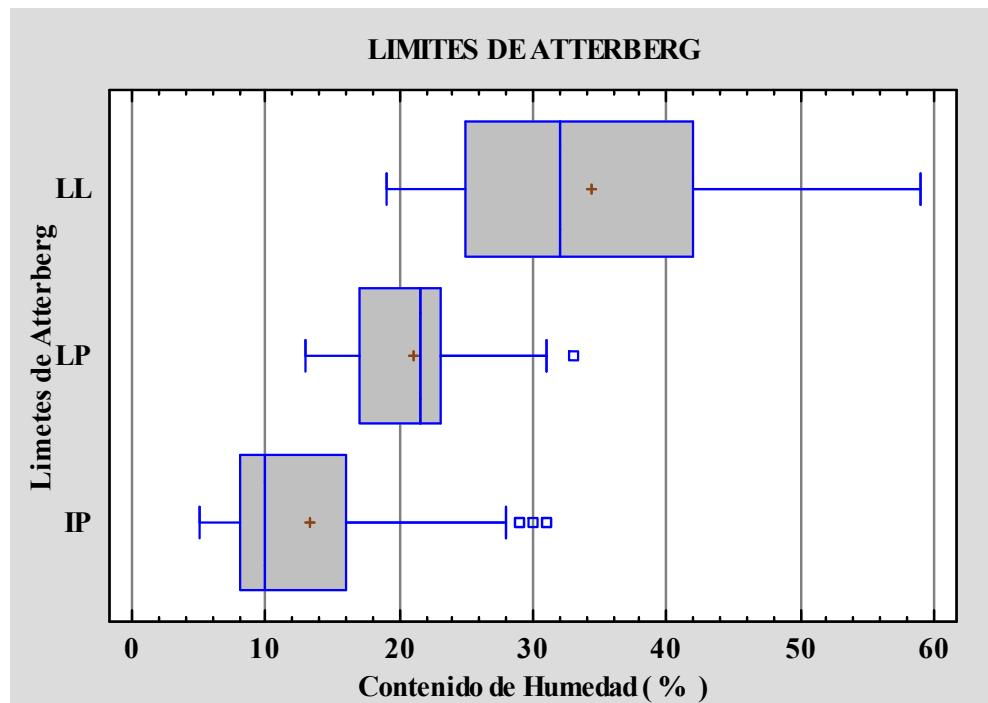
Fuente: Elaboración propia

Realizando el análisis a la gráfica presentada se puede observar que los datos varían desde un 70.81 a un 99.78 % que pasa el tamiz N° 200, concentrándose el 50 % de los datos entre 89 y 98 % del material que pasa el tamiz N° 200. En promedio, el 91.84 % del material que corresponde a limos y arcillas pasa la malla N° 200.

4.4 Análisis de los Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg son una serie de pruebas fundamentales en ingeniería geotécnica y en la caracterización de suelos. Estas pruebas permiten determinar las propiedades mecánicas de los suelos finos, lo que es crucial para la construcción y otros proyectos de ingeniería civil. En este apartado, realizaremos el análisis de los datos de las muestras tomadas en el distrito 10 de la ciudad de Tarija. A continuación, se muestra una gráfica con los resultados obtenidos.

Gráfico IV.3 Límites de Atterberg



Fuente: Elaboración propia

En base a la gráfica podemos inferir que suelos en el Distrito 10 de la ciudad de Tarija presentan un Límite Liquido promedio de 34.46 %, donde el 50 % de los datos están comprendidos entre 24.3 y 42 %, el Límite Plástico promedio es de 21.14 % donde el 50 % de los datos están aglomerado entre el 17 y 22 %, a su vez el Índice de Plasticidad presenta un valor promedio de 13.32 %, lo que sugiere que estamos ante la presencia de suelos de media Plasticidad.

Los suelos de mediana plasticidad se caracterizan por su capacidad para deformarse sin romperse, lo cual está relacionado con su contenido de agua y la distribución de partículas. Este tipo de suelo exhibe un índice de plasticidad que permite una adaptabilidad moderada a distintas condiciones ambientales y de carga. En términos prácticos, su comportamiento mecánico se halla influenciado por factores como la compacidad, el tamaño de grano y el contenido de arcilla.

La elección del tipo de fundación es crítica en suelos de mediana plasticidad, ya que su comportamiento bajo carga puede causar asentamientos diferenciales. Es necesario realizar

estudios de compactación y pruebas de carga para garantizar la estabilidad de las estructuras. La capacidad portante de estos suelos generalmente se considera adecuada, pero requiere un diseño cuidadoso para mitigar los riesgos asociados a la plasticidad.

Tabla IV.2 Resumen estadístico de los Límites de Atterberg

Límites de Atterberg	Nº Datos	\bar{x}	σ	CV	Min.	Max.
LL	50	34.46	11.3411	32.9109%	19.0	59.0
LP	50	21.14	4.60705	21.793%	13.0	33.0
IP	50	13.32	8.0215	60.2215%	5.0	31.0

Fuente: Elaboración propia

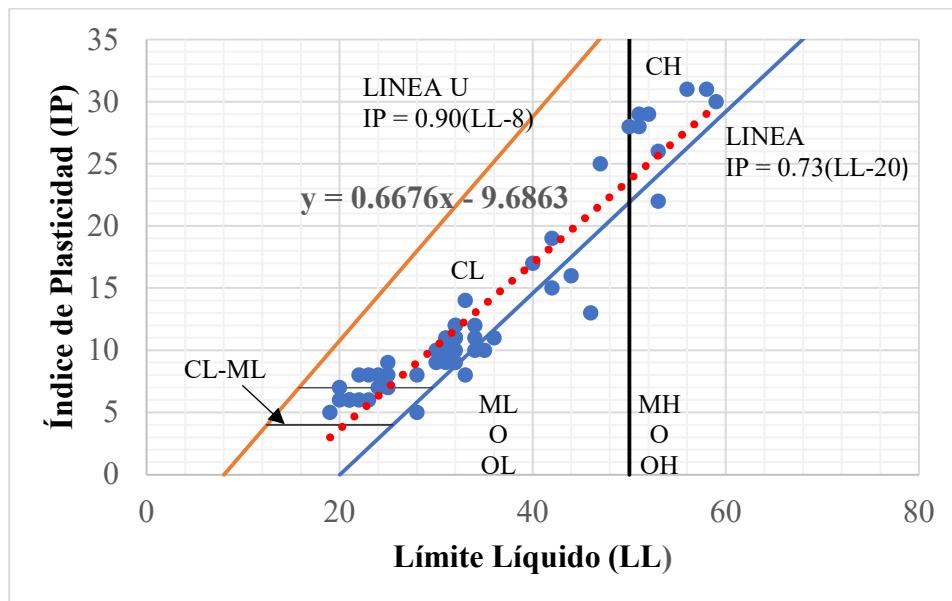
4.4.1 Correlación del Índice de Plasticidad y el Límite Líquido

Los suelos cohesivos del Distrito 10 de la ciudad de Tarija son fundamentalmente arcillosos. Su índice de plasticidad se correlaciona bastante bien con el límite líquido, dando lugar a una línea de tendencia por encima de la línea A, mostrada en la siguiente grafica.

$$IP = 0.6676 * (LL - 14.51) \text{ expresado en (\%)}$$

La pendiente 0,6676 de la recta de ajuste queda en el intervalo esperado (0,73 a 0,9).

Gráfico IV.4 Correlación del Índice de Plasticidad y el Límite Líquido.

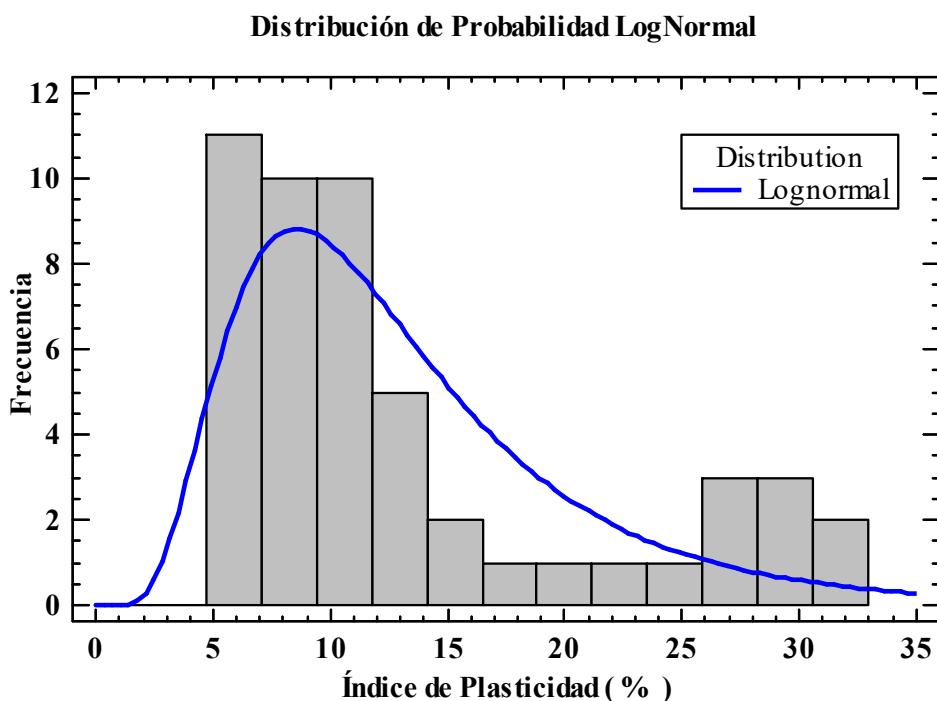


Fuente: Elaboración propia

4.4.2 Distribución de Probabilidades para el Índice de Plasticidad

Los suelos no son homogéneos su composición y características pueden variar significativamente en distancias cortas. La distribución de probabilidades permite modelar esta variabilidad proporcionando un marco para entender y cuantificar la incertidumbre inherente a las propiedades del suelo.

Gráfico IV.5 Ajuste de la Distribución de Probabilidad del Índice de Plasticidad



Fuente: Elaboración propia

El mejor ajuste del índice de plasticidad se obtiene mediante la distribución log-Normal, aunque se puede apreciar que existe un sesgo hacia la izquierda, esto debido a la densidad de los datos en esta zona.

Dado que el índice de plasticidad proporciona información sobre el comportamiento de un suelo en condiciones de humedad, un índice de plasticidad elevado nos indica que el suelo tiene una mayor capacidad para deformarse plásticamente antes de romperse y, por ende, puede ser más susceptible a la expansión o contracción.

Generalmente, los suelos con un alto índice de plasticidad presentan un mayor potencial de expansión. En la tabla siguiente, se presenta un criterio para evaluar dicho potencial expansivo, inicialmente propuesto por Holtz y Gibbs en 1956 y posteriormente modificado por Benítez en 2021.

Tabla IV.3 Clasificación del Potencial Expansión Holtz y Gibbs (Modificada por Benítez, 2021)

POTENCIAL DE EXPANSIÓN	LL	IP	P(I)	P(II)	P(III)	P(IV)	P(V)	P(VI)	P(VCT)
BAJO	20-35	<18	0.985	0.765	0.933	0.885	0.858	0.538	0.166
MEDIO	35-50	15-28	0.055	0.389	0.118	0.261	0.251	0.4	0.676
ALTO	50-70	25-41	0.00046	0.044	0.014	0.02	0.025	0.203	0.395
MUY ALTO	>70	>35	2E-06	0.0023	0.0019	0.0033	0.0016	0.085	0.08

Fuente: M.Sc., M.E., Ph.D., Dr., Sc. Alberto Benítez Reynoso

En esta tabla se presenta una clasificación cualitativa del potencial de expansión, basada en el índice de plasticidad, el cual está vinculado a una determinada probabilidad de cumplir con los parámetros del mencionado índice. A partir de esta clasificación, es posible evaluar la probabilidad de que los suelos del Distrito 10 en la ciudad de Tarija exhiban un potencial de expansión bajo o alto.

Tabla IV.4 Potencial de Expansión Distrito 10 ciudad de Tarija

POTENCIAL DE EXPANSIÓN	LL	IP	PROB. DIST. 10
BAJO	20-35	<18	0.80030
MEDIO	35-50	15-28	0.25942
ALTO	50-70	25-41	0.06417
MUY ALTO	>70	>35	0.01873

Fuente: Elaboración propia

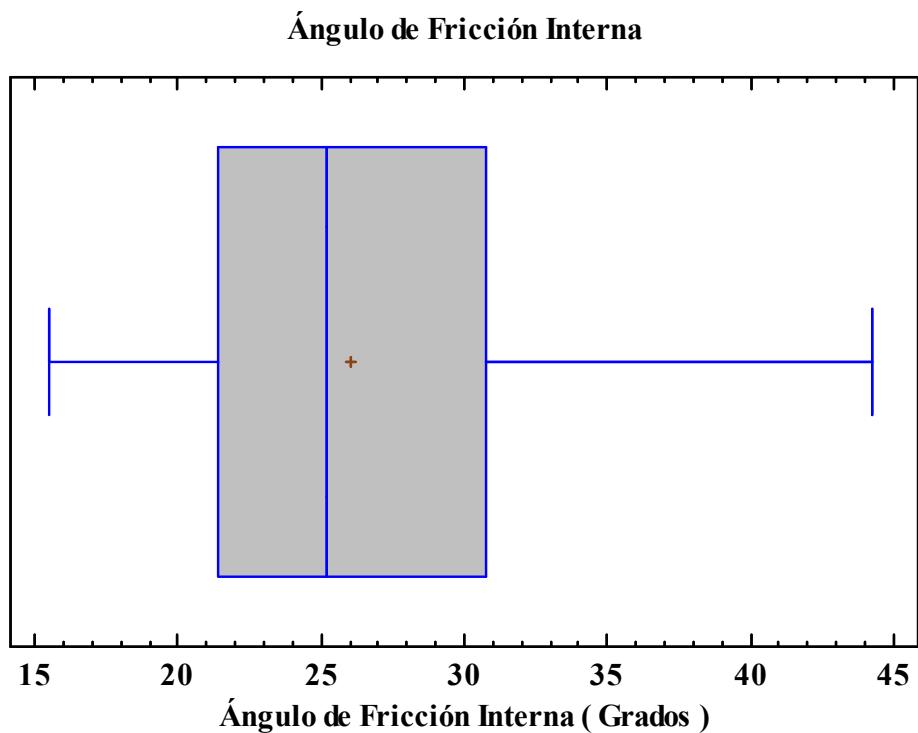
Basados en los resultados obtenido podemos aseverar que existe una alta probabilidad de tener suelos con un potencial bajo de expansión en el Distrito 10 de la ciudad de Tarija, puesto que la probabilidad de que existan suelos con índice de plasticidad menor a 18 % es el 80.03 %.

4.5 Análisis de los Parámetros de Resistencia (Cohesión y Ángulo de Fricción Interna)

La cohesión y el ángulo de fricción interna son dos parámetros fundamentales en la mecánica de suelos y la ingeniería geotécnica que son cruciales para comprender como se comportan los suelos bajo diversas condiciones de carga. La cohesión se refiere a la fuerza de atracción entre las partículas del suelo, que contribuye a su capacidad de mantener su estructura y resistir deslizamientos. Por otro lado, el ángulo de fricción interna se relaciona con el mecanismo de resistencia al deslizamiento entre las partículas cuando se aplican fuerzas externas, y es fundamental para estimar la estabilidad de taludes, cimentaciones y otros sistemas constructivos.

A continuación, se examinarán los resultados obtenidos de las muestras analizadas mediante el equipo de corte directo, donde se determinaron los parámetros de resistencia, cohesión y el ángulo de fricción interna.

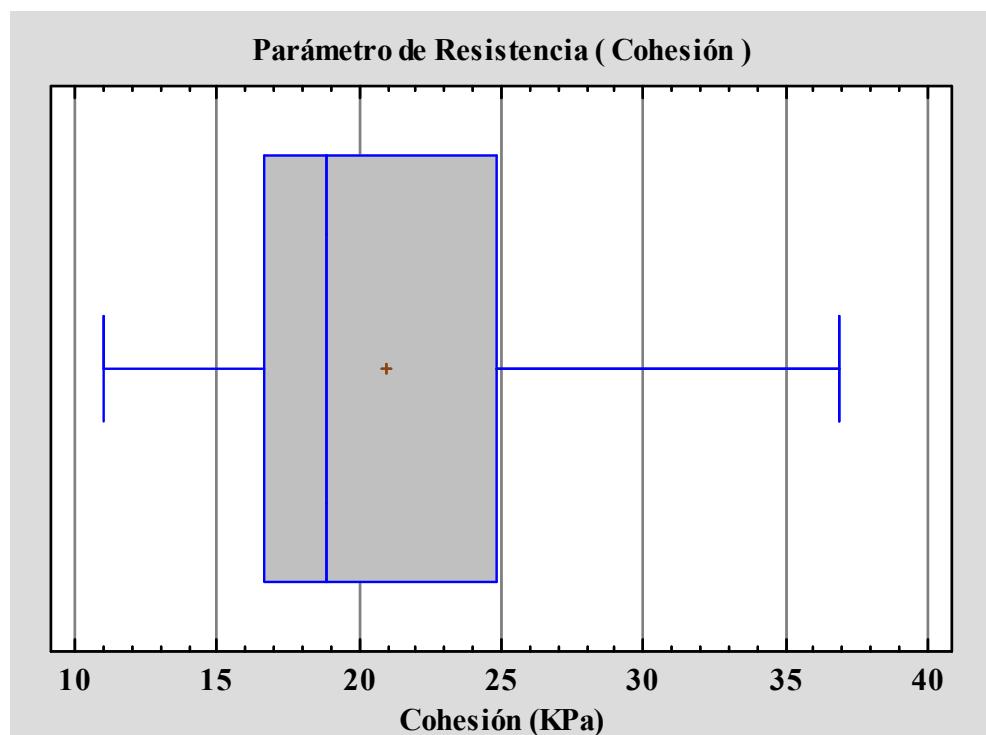
Gráfico IV.6 Parámetro de Resistencia Ángulo de Fricción Interna



Fuente: Elaboración propia

En la gráfica mostrada, se puede apreciar que en el Distrito 10 de la ciudad de Tarija se registró un ángulo de fricción mínimo de 15.48° y un máximo de 44.288° . El 50% de los datos se sitúa entre 21.38° y 30.80° , mientras que el ángulo de fricción promedio alcanzó los 26.06° .

Gráfico IV.7 Parámetro de Resistencia (Cohesión)



Fuente: Elaboración propia

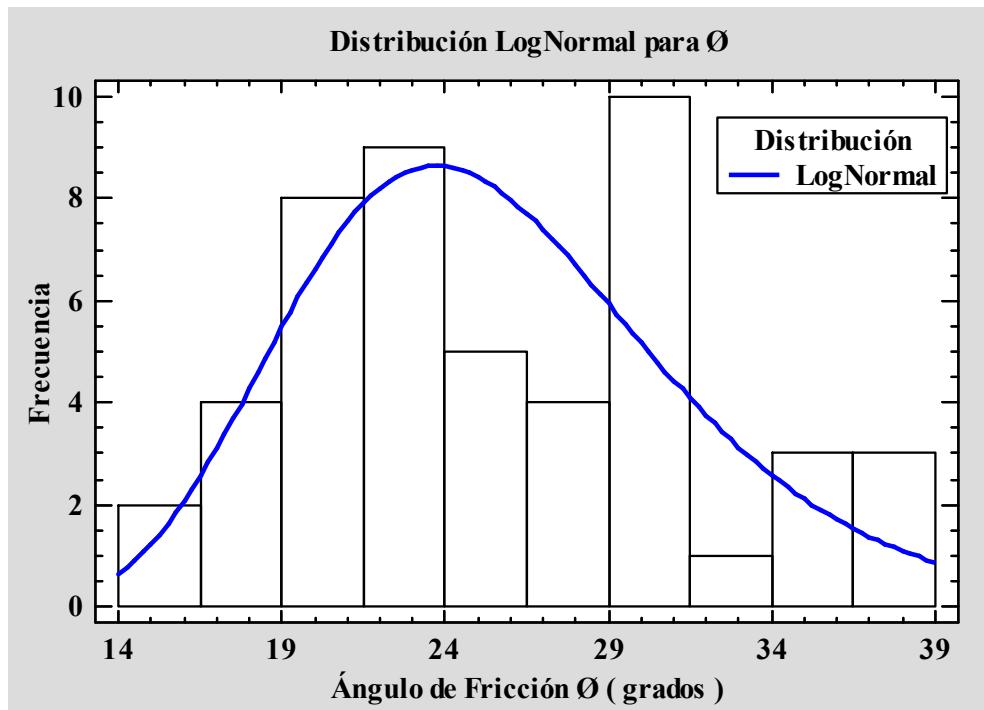
Al examinar la gráfica de caja y bigotes, se puede determinar que el valor mínimo de cohesión registrado es de 10.99 KPa, mientras que el máximo asciende a 36.89 KPa. Además, el 50% de los valores se sitúan entre 16.68 KPa y 24.82 KPa, lo que proporciona un valor medio de cohesión para el Distrito 10 de la ciudad de Tarija de 20.93 KPa.

4.5.1 Distribución de Probabilidades para los Parámetros de Resistencia

Los suelos no son homogéneos, su composición y características varían significativamente, es por ello que la distribución de probabilidades permite modelar esta variabilidad, lo cual nos permitirá poder cuantificar la incertidumbre que se presenta sobre los valores de ángulo

de fricción interna y la cohesión, para así de esa manera tomar decisiones que minimicen el riesgo de falla de cualquier estructura.

Grafico IV.8 Distribucion LogNormal para ϕ



Fuente: Elaboración propia

La distribución log-normal se adapta adecuadamente a la serie de datos del ángulo de fricción interna. Se han examinado 49 muestras, lo que resulta en un coeficiente de variación de $CV=0.24$, lo que indica que no hay una gran dispersión en los datos obtenidos. A continuación, se presentará una tabla que mostrará la probabilidad asociada a ciertos valores del ángulo de fricción en el Distrito 10.

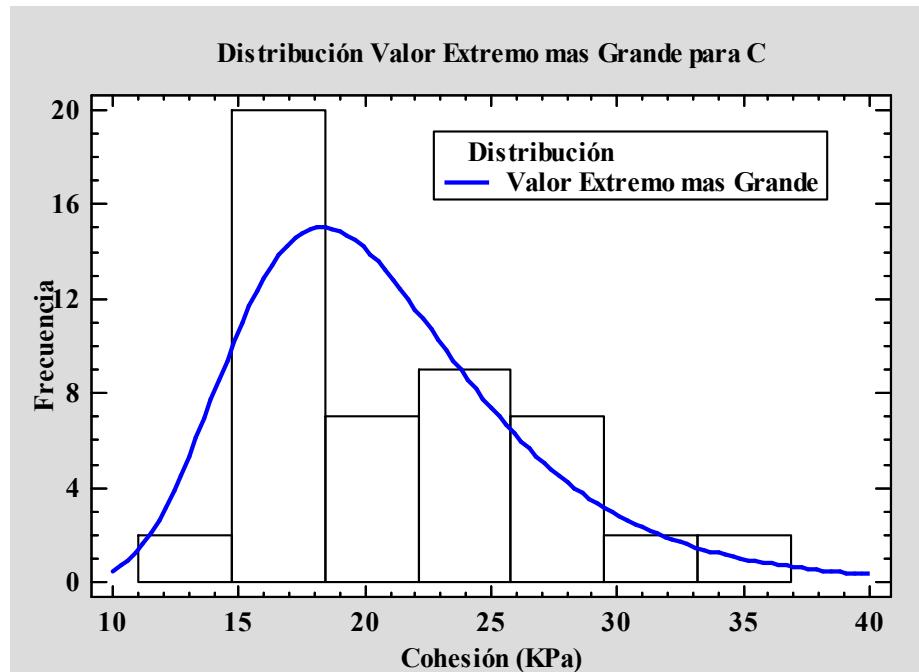
Tabla IV.5 Probabilidad asociada a ciertos valores de Ángulo de Fricción

Ángulo de fricción ϕ	Probabilidad Dist. 10
$<15^\circ$	0.0137
$15^\circ - 20^\circ$	0.1535
$20^\circ - 25^\circ$	0.3314
$25^\circ - 30^\circ$	0.2844
$30^\circ - 35^\circ$	0.1430
$35^\circ - 40^\circ$	0.0524

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con las probabilidades vinculadas a distintos valores del ángulo de fricción, se observa que es más probable que este se sitúe entre 20° y 25° , con una probabilidad del 33.14%. Sin embargo, también podría encontrarse entre 25° y 30° , dado que la probabilidad para este rango es del 28.44%. Por lo tanto, se deduce que los valores más probables en el distrito 10 se encuentran entre 20° y 30° , con una probabilidad total del 61.58%.

Gráfico IV.9 Distribución Valor Extremo Mas Grande para la Cohesión



Fuente: Elaboración propia

El valor extremo más grande se ajusta correctamente a la serie de datos para los valores de cohesión. Se han analizado 50 muestras, resultando en un coeficiente de variación de $CV=0.27$, lo que señala que no existe una amplia variabilidad en los datos recolectados. Se mostrará a continuación una tabla que ilustrará la probabilidad vinculada a determinados valores de cohesión en el Distrito 10

Tabla IV.6 Probabilidad asociada a ciertos valores Cohesión (kPa)

Cohesión (KPa)	Probabilidad Dist. 10
<15	0.1270
15 - 20	0.3776
20 - 25	0.2925

25 - 30	0.1304
30 - 35	0.0478

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con las probabilidades vinculadas a distintos valores de cohesión, se observa que es más probable que este se sitúe entre 15 y 20KPa, con una probabilidad del 37.76%. Sin embargo, también podría encontrarse entre 20 y 25 KPa, dado que la probabilidad para este rango es del 29.25%. Por lo tanto, se deduce que los valores más probables en el distrito 10 se encuentran entre 15 y 25 KPa, con una probabilidad total del 67.01%.

4.6 Zonificación de los Parámetros de Resistencia

La zonificación de los parámetros de resistencia en el Distrito 10 de la ciudad de Tarija se realizará a través de los sondeos efectuados, utilizando una de las técnicas más comunes en interpolación espacial: la ponderación de la distancia inversa (IDW, por su sigla en inglés).

Este método se basa en la idea de que los puntos más cercanos a una ubicación determinada, en este caso la del sondeo, tienen una mayor influencia en la estimación de su valor en comparación con aquellos que se encuentran más distantes.

Mediante la aplicación de este método de interpolación, se podrán crear zonas con características similares, lo cual es esencial para facilitar la toma de decisiones informadas en proyectos de ingeniería. Los sondeos se llevaron a cabo a profundidades de 1 m, 2 m, 3 m, 4 m y 5 m, para las cuales se establecerán cinco zonas basadas en intervalos específicos para cada profundidad.

4.6.1 Zonificación a 1 m de profundidad

Se llevó a cabo una zonificación utilizando el método de interpolación IDW. Los resultados mostraron que hay dos áreas de notable predominancia. En la zona más extensa, los valores de ángulo de fricción oscilan entre 21.53° a 25.19°. Por otro lado, la segunda área más grande presenta ángulos de fricción que fluctúan entre 25.19° a 28.86°. Los valores más altos encontrados para un metro de profundidad varían desde 32.52° a 37.00°, en el cual solo existe un punto que registra un valor dentro de este intervalo.

En cuanto a la cohesión es predominante valores de cohesión que oscilan entre 19.99 kPa a 22.99 kPa, seguido de valores de cohesión de 16.99 kPa a 19.99 kPa.

4.6.2 Zonificación a 2 m de profundidad

A esta profundidad se observa que la zona de mayor cobertura presenta ángulos de fricción que están dentro del intervalo de 25.50° a 28.84°, el ángulo de fricción más bajo encontrado a esta profundidad en el distrito 10 está comprendido entre 15.49° a 18.82°, es posible encontrar estos valores de ángulo de fricción en partes cercanas al punto de sondeo realizado en el barrio Simón Bolívar.

La zona más extensa presenta cohesiones que van desde 17.68 kPa a 19.76 kPa, la mayor cohesión presente a esta profundidad es de 23.92 kPa a 26.00 kPa que se observa en barrios como San Salvador y Jardín del Portillo.

4.6.3 Zonificación a 3 m de profundidad

Se puede observar que existe dos zonas importantes donde el ángulo de fricción fluctúa desde 24.37° a 28.57° en la región de mayor extensión, seguida de otra área que muestra valores de ángulo de fricción de 20.17° a 24.37°. La cohesión a esta profundidad varía entre 17.11 kPa a 22.05 kPa siendo estos los valores de la zona más representativa.

4.6.4 Zonificación a 4 m de profundidad

En la zonificación realizada a 4 metros de profundidad podemos observar que los valores mínimos de ángulo de fricción varían entre 17.70° a 21.66°, a su vez podemos ver que existe una mayor predominancia de ángulos de fricción que varían de 25.62° a 29.59°. La cohesión por su parte presente un área más representativa con valores de cohesión que van desde 17.13 kPa a 20.91 kPa.

4.6.5 Zonificación a 5 m de profundidad

Se observa que existe dos zonas de mayor relevancia donde el ángulo de fricción varia en la primera desde 24.14° a 29.17°, seguidamente de una zona que tiene ángulos que van desde 19.10° a 24.14° que son los ángulos de fricción mínimos que se presentan a esta profundidad.

A esta profundidad la zona con mayor área presenta una cohesión de 22.17 kPa a 25.90 kPa, la zona de mayor cohesión se encuentra valores que oscilan entre 29.62 kPa a 33.35 kPa esta se encuentra en el barrio San Salvador.

4.7 Aplicación de los Resultados

4.7.1 Cálculo de la Capacidad Portante de suelos del Distrito 10

4.7.1.1 Teoría de Terzaghi

Se llevará a cabo el cálculo de la capacidad portante del suelo utilizando el método propuesto por Terzaghi. Este procedimiento abarcará todos los sectores que integran el Distrito 10, utilizando la profundidad de muestreo como criterio para definir la profundidad de desplante. Se analizarán zapatas cuadradas con dimensiones de 0.5 m, 1 m, 1.5 m, 2 m, 2.5 m y 3 m. Con el fin de facilitar la evaluación de la capacidad portante, se utilizará una hoja de cálculo en Excel, aunque para garantizar la exactitud de esta programación, se llevará a cabo una verificación manual para el Barrio Simón Bolívar.

En su forma más generalizada, la ecuación de capacidad de carga de Terzaghi es igual a:

$$q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma$$

Factores de Capacidad

Aporte de la cohesión

$$N_c = (N_q - 1) * \cot\Phi$$

Aporte de la sobre carga

$$N_q = \frac{a^2}{2 * \cos^2(45^\circ + \frac{\Phi}{2})}$$

Aporte del peso propio

$$N_\gamma = \frac{\tan\Phi}{2} \left(\frac{K_{PY}}{\cos^2\Phi} - 1 \right)$$

Factores de Forma

Factores de Forma	Corrida	Circular	Cuadrada
S_c	1.0	1.3	1.3
S_r	1.0	0.6	0.8

Coeficiente de empuje Pasivo (aprox. de Husáin)

$$K_{P\gamma} = 3 * \tan^2\left(45 + \frac{\Phi + 33}{2}\right)$$

Parámetros Geotécnicos

$$c = 14.72 \text{ kPa (cohesión)}$$

$$\phi = 17.86^\circ \text{ (ángulo de fricción)}$$

$$\gamma = 16.50 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso específico)}$$

Factores de capacidad de carga:

$$a = e^{\left(0.75\pi - \frac{\Phi}{2}\right) \tan \Phi}$$

$$a = e^{\left(0.75\pi - \frac{17.86}{2} * \frac{\pi}{180}\right) \tan 17.86}$$

$$a = 2.03$$

$$N_q = \frac{2.03^2}{2 * \cos^2\left(45^\circ + \frac{17.86}{2}\right)}$$

$$N_q = 5.96$$

Aporte de la cohesión

$$N_c = (5.96 - 1) * \cot 17.86$$

$$N_c = 15.39$$

Coeficiente de empuje Pasivo (aprox. de Husáin)

$$K_{P\gamma} = 3 * \tan^2(45 + \frac{17.86 + 33}{2})$$

$$K_{P\gamma} = 23.74$$

Aporte del peso propio

$$N_{\gamma} = \frac{\tan 17.86}{2} \left(\frac{23.74}{\cos^2 17.86} - 1 \right)$$

$$N_{\gamma} = 4.06$$

Factores de forma

Tipo de cimentación= cuadrada

Sc = 1.3

S γ = 0.8

Capacidad de carga

Df = 1m

Base = 0.5m

$$q_{ult} = 14.72 * 15.39 * 1.3 + 16.50 * 1 * 5.96 + 0.5 * 16.50 * 0.5 * 4.06 * 0.8$$

$$q_{ult} = 406.24 \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = \frac{406.24}{3} \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = 135.41 \text{ kPa} = 1.38 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de carga

Df = 1m

Base = 1m

$$q_{ult} = 14.72 * 15.39 * 1.3 + 16.50 * 1 * 5.96 + 0.5 * 16.50 * 1 * 4.06 * 0.8$$

$$q_{ult} = 419.64 \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = \frac{419.64}{3} \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = 139.88 \text{ kPa} = 1.43 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de carga

Df = 1m

Base = 1.5m

$$q_{ult} = 14.72 * 15.39 * 1.3 + 16.50 * 1 * 5.96 + 0.5 * 16.50 * 1.5 * 4.06 * 0.8$$

$$q_{ult} = 433.04 \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = \frac{433.04}{3} \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = 144.35 \text{ kPa} = 1.47 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de carga

Df = 1m

Base = 2 m

$$q_{ult} = 14.72 * 15.39 * 1.3 + 16.50 * 1 * 5.96 + 0.5 * 16.50 * 2 * 4.06 * 0.8$$

$$q_{ult} = 446.43 \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = \frac{446.43}{3} \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = 148.81 \text{ kPa} = 1.52 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de carga

Df = 1m

Base = 2.5 m

$$q_{ult} = 14.72 * 15.39 * 1.3 + 16.50 * 1 * 5.96 + 0.5 * 16.50 * 2.5 * 4.06 * 0.8$$

$$q_{ult} = 459.83 \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = \frac{459.83}{3} \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = 153.28 \text{ kPa} = 1.56 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de carga

Df = 1m

Base = 3 m

$$q_{ult} = 14.72 * 15.39 * 1.3 + 16.50 * 1 * 5.96 + 0.5 * 16.50 * 3 * 4.06 * 0.8$$

$$q_{ult} = 473.23 \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = \frac{473.23}{3} \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = 157.74 \text{ kPa} = 1.61 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla IV.8 Capacidad Admisible aplicando la ecuación de Terzaghi a 1m de profundidad de desplante

Distrito 10	Base de la Cimentación					
	0.5	1	1.5	2	2.5	3
Morros Blancos	3.10	3.19	3.29	3.38	3.47	3.57
Artesanal	3.24	3.40	3.55	3.70	3.85	4.00
Simón Bolívar	1.38	1.42	1.46	1.50	1.54	1.58
Torrecillas	6.57	7.18	7.78	8.38	8.99	9.59
Las Retamas	2.88	3.00	3.11	3.22	3.34	3.45
Jardín del Portillo	4.82	5.01	5.19	5.38	5.57	5.76
San Salvador	8.54	9.01	9.47	9.94	10.40	10.86
San Jorge I	2.60	2.70	2.81	2.91	3.01	3.12
San Jorge II	2.60	2.70	2.81	2.91	3.01	3.12
Aeropuerto	2.27	2.34	2.42	2.50	2.57	2.65

Fuente: Elaboración propia

Tabla IV.9 Capacidad Admisible aplicando la ecuación de Terzaghi a 2m de profundidad de desplante

Distrito 10	Base de la Cimentación					
	Barrios	0.5	1	1.5	2	2.5
Morros Blancos	5.27	5.44	5.60	5.76	5.93	6.09
Artesanal	5.50	5.72	5.94	6.15	6.37	6.59
Simón Bolívar	1.53	1.56	1.59	1.63	1.66	1.69
Torrecillas	6.81	7.13	7.45	7.77	8.08	8.40
Las Retamas	2.70	2.76	2.83	2.90	2.97	3.04
Jardín del Portillo	5.13	5.28	5.42	5.56	5.70	5.84
San Salvador	7.76	8.04	8.32	8.60	8.88	9.15
San Jorge I	2.70	2.77	2.84	2.92	2.99	3.07
San Jorge II	2.70	2.77	2.84	2.92	2.99	3.07
Aeropuerto	2.72	2.80	2.87	2.95	3.02	3.10

Fuente: Elaboración propia

Tabla IV.10 Capacidad Admisible aplicando la ecuación de Terzaghi a 3m de profundidad de desplante

Distrito 10	Base de la Cimentación					
	Barrios	0.5	1	1.5	2	2.5
Morros Blancos	7.33	7.53	7.74	7.94	8.14	8.35
Artesanal	21.25	22.02	22.79	23.56	24.33	25.10
Simón Bolívar	1.86	1.89	1.93	1.96	1.99	2.02
Torrecillas	13.28	13.93	14.58	15.23	15.89	16.54
Las Retamas	2.43	2.48	2.53	2.58	2.63	2.68
Jardín del Portillo	9.21	9.48	9.75	10.01	10.28	10.55
San Salvador	9.71	9.93	10.14	10.36	10.58	10.80
San Jorge I	2.46	2.51	2.57	2.62	2.67	2.73
San Jorge II	2.46	2.51	2.57	2.62	2.67	2.73
Aeropuerto	2.97	3.04	3.11	3.18	3.25	3.32

Fuente: Elaboración propia

Tabla IV.11 Capacidad Admisible aplicando la ecuación de Terzaghi a 4m de profundidad de desplante

Distrito 10	Base de la Cimentación					
	Barrios	0.5	1	1.5	2	2.5
Morros Blancos	6.89	7.04	7.19	7.34	7.50	7.65
Artesanal	25.63	26.49	27.34	28.19	29.04	29.89
Simón Bolívar	3.02	3.08	3.13	3.19	3.24	3.30
Torrecillas	8.56	8.83	9.10	9.36	9.63	9.90
Las Retamas	3.93	4.01	4.09	4.17	4.25	4.33
Jardín del Portillo	11.26	11.54	11.82	12.10	12.38	12.66
San Salvador	12.74	13.04	13.34	13.63	13.93	14.23
San Jorge I	2.72	2.76	2.81	2.85	2.90	2.94
San Jorge II	2.72	2.76	2.81	2.85	2.90	2.94
Aeropuerto	3.52	3.59	3.66	3.73	3.80	3.86

Fuente: Elaboración propia

Tabla IV.12 Capacidad Admisible aplicando la ecuación de Terzaghi a 5m de profundidad de desplante

Distrito 10	Base de la Cimentación					
	Barrios	0.5	1	1.5	2	2.5
Morros Blancos	7.26	7.38	7.50	7.62	7.75	7.87
Artesanal	76.27	79.38	82.49	85.60	88.71	91.81
Simón Bolívar	4.26	4.33	4.39	4.45	4.51	4.57
Torrecillas	16.52	17.02	17.52	18.03	18.53	19.03
Las Retamas	4.36	4.44	4.51	4.59	4.67	4.75
Jardín del Portillo	11.00	11.23	11.46	11.68	11.91	12.14
San Salvador	13.81	14.08	14.36	14.63	14.91	15.19
San Jorge I	3.42	3.47	3.53	3.58	3.64	3.69
San Jorge II	3.42	3.47	3.53	3.58	3.64	3.69
Aeropuerto	4.01	4.08	4.14	4.21	4.27	4.34

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- La investigación reveló una variabilidad significativa en la resistencia del suelo en diferentes zonas del Distrito 10, lo que sugiere que la zonificación es una herramienta útil para entender y predecir el comportamiento del suelo.
- La zonificación de los parámetros de resistencia del suelo permite identificar áreas con características similares y diferentes, lo que puede informar decisiones sobre el uso del suelo, la planificación urbana y la construcción de infraestructuras seguras.
- Los resultados revelaron la existencia de una variedad de suelos, incluyendo arcillas inorgánicas con plasticidad baja y media (CL), arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH), suelos inorgánicos con compresibilidad baja y media (ML), suelos inorgánicos de alta compresibilidad (MH) y suelos arcillosos de plasticidad baja (CL-ML). (*Gráfico IV.4*)
- El análisis realizado sobre los límites de consistencia en el distrito 10 de la ciudad de Tarija proporciona información crucial sobre las características mecánicas de los suelos en esta área, el límite líquido promedio del Distrito 10 fue de 34.46%, lo que indica que existe una fuerte presencia de suelos de mediana plasticidad, los cuales pueden comportarse de manera inestable bajo ciertas condiciones. (*Gráfico IV.3*)
- Los resultados relacionados con los parámetros de resistencia, como la cohesión y el ángulo de fricción interna, permiten concluir que en el Distrito 10 de Tarija existe una probabilidad significativa de encontrar suelos con un ángulo de fricción interna que varía entre 20° y 30°, con una probabilidad del 61.58%. Además, la cohesión de estos suelos se sitúa entre 15 kPa y 25 kPa, con una probabilidad del 67.01%. Estos valores son típicos de arcillas firmes de mediana plasticidad, lo que se evidencia en la alta presencia de suelos del tipo CL en el Distrito 10. (*Gráfico IV.6 y IV.7*)
- Se llevó a cabo la zonificación de los parámetros de resistencia, por medio de un método de interpolación espacial de datos (IDW), con el fin de automatizar el proceso de zonificación de los parámetros de resistencia. La principal conclusión al respecto

es que el método de interpolación espacial IDW, es una herramienta que entrega una buena aproximación de cómo se distribuyen y zonifican estos parámetros siempre y cuando los sondajes y/o prospecciones tengan una distribución espacial homogénea.

- La herramienta utilizada (IDW) al ser vinculada a un área delimitada específica y dado que utiliza principios de agrupación e interpolación, permite ver de manera aproximada como son los suelos en sectores donde no existe información.
- La validación de los resultados entregados por la zonificación en el análisis de los resultados, permiten observar que, en la zona de estudio a 1 metro de profundidad, se destaca una mayor concentración de suelos con ángulos de fricción interna que oscilan entre 21.53° y 25.19° , así como una cohesión de 19.99 kPa a 22.99 kPa. A 2 metros de profundidad, la zonificación reveló un área más amplia con suelos que presentan un ángulo de fricción interna entre 25.50° y 28.84° y cohesiones de 17.68 kPa a 19.76 kPa. En el caso de la zonificación a 3 metros, se observó una prevalencia de suelos con ángulos de fricción interna de 24.37° hasta 28.57° y cohesiones que varían entre 17.11 kPa y 22.05 kPa. A 4 metros de profundidad, se registró una mayor presencia de suelos con ángulo de fricción interna de 25.62° a 29.59° y cohesiones que fluctúan entre 17.13 kPa y 20.91 kPa. Finalmente, a 5 metros de profundidad, se identificó una mayor cantidad de suelos donde el ángulo de fricción interna se sitúa entre 24.14° y 29.17° , así como cohesiones de 22.17 kPa a 25.90 kPa. (*Planos de Zonificación*).

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda que la zonificación de los parámetros de resistencia del suelo se incorpore en la planificación urbana y la gestión del riesgo en el Distrito 10.
- Es aconsejable llevar a cabo la construcción de fundaciones en terrenos compactos, de acuerdo con la zonificación realizada, se observa que los barrios de San Salvador, Torrecillas, Jardín del Portillo, Artesanal y Morros Blancos poseen una adecuada capacidad de carga.
- Se recomienda realizar estudios adicionales para profundizar en la comprensión de la variabilidad del suelo en el Distrito 10 y para desarrollar estrategias de planificación y gestión más efectivas.

- Se aconseja que, al diseñar la cimentación, la presión de servicio de la estructura sea inferior o, como máximo, igual a la capacidad admisible del terreno. De este modo, se asegura que el suelo estará en condiciones adecuadas para soportar eficazmente las cargas impuestas por la construcción.
- Debido a la gran presencia de suelos de mediana plasticidad en el distrito 10 se recomienda usar factores de seguridad adecuados en el diseño de cimentaciones debido a la susceptibilidad de asentamientos moderados.
- Al trabajar con muestras inalteradas se debe garantizar que estas sean representativas evitando muestras con alteraciones o contaminadas.
- Para garantizar que el ensayo sea consolidado drenado se debe realizar el ensayo con velocidades bajas, ASTM D3080 recomienda velocidades de corte entre 0.05 y 0.5 mm/min para suelos cohesivos.
- Se debe garantizar la consolidación primaria antes de comenzar con el ensayo de corte directo.
- Verificar que las muestras no presenten variaciones significativas en peso.
- En suelos poco plásticos, el acanalador de Casagrande puede empujar una porción considerable de suelo fuera de la cuchara, es por ello que para estos tipos de suelos se recomienda se use el acanalador ASTM.
- Incrementar el número de sondeos en el área de estudio en una posterior investigación generara una mayor precisión en la zonificación.