

CAPÍTULO I
INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

Dentro del área de la ingeniería civil, el estudio de suelos y el estudio geotécnico es muy importante para que las estructuras tengan una estabilidad y generen una seguridad al usuario.

Los ensayos de caracterización y clasificación que son muy bien conocidos en nuestro medio dan en primera instancia una clasificación del tipo de suelo mediante parámetros previamente estipulados por normativas adoptadas en Bolivia, en segunda instancia se debe determinar los ensayos de resistencia mecánica de suelos los cuales originan los conocimientos básicos para iniciar el diseño de las obras civiles del área de vías de comunicación en Bolivia, esencialmente en Tarija.

La estabilización de un suelo consiste en modificar algunas de sus características, físicas o químicas, para el propósito de uso que queremos darle a dicho suelo. Los principales parámetros de caracterización de un suelo fino de alta plasticidad serán: Un índice plástico demasiado alto que puede significar un alto valor de expansión (o bien su opuesta contracción), así como una capacidad portante demasiado baja dependiendo del grado de saturación que tenga el material a ser estudiado.

Y ¿cómo podemos llevar a cabo la estabilización de suelos finos que anteriormente se hace mención? Bueno, en realidad existen diferentes formas de tratar de estabilizar un suelo fino de alta plasticidad, sin embargo, en este proyecto de investigación se tratará solo uno de los métodos más antiguos empleados en la construcción, que consiste en combinar los suelos finos con cal para realizar una estabilización fisicoquímica de suelos. Dentro de los ensayos de resistencia mecánica de suelos, se utilizó el ensayo triaxial UU. Para la prueba de UU, los especímenes (asumidos saturados antes de la prueba) están sometidos a una presión de fluido de confinamiento en una cámara triaxial. Apenas el espécimen está adentro de la celda triaxial, la presión en la celda está incrementada a un valor predeterminado, y el espécimen se lleva a fracaso por incrementar el esfuerzo vertical por aplicar una tasa constante de deformación (tensión) axial. Es usualmente llevado a cabo sobre especímenes de arcilla, enmarcando la realización del ensayo dentro del concepto de resistencia para suelos cohesivos saturados, en donde se expresan los

resultados en términos de esfuerzos totales. La envolvente de falla para los criterios de Mohr del esfuerzo total se convierte en una línea horizontal, con una condición de $\varphi = 0^\circ$ (ángulo de fricción) y $\tau_f = C_u$, siendo C_u la resistencia al cortante no drenada, la cual es igual al radio de los círculos de Mohr.

Al lograr interpretar los ensayos de dicho ensayo se hará una correlación con el CBR con lo cual se encontrará una ecuación posteriormente un análisis de resultado de suelos en algunos puntos del valle central de Tarija.

1.2. Antecedentes

Frecuentemente el ingeniero civil puede encontrarse en un lugar específico con los suelos no adecuados para su utilización hacia un determinado fin ciertamente este hecho obliga al técnico a tomar una decisión ya sea aceptarlo o caso contrario eliminar el material malo, ciertamente existe ciertas condiciones técnicas y económicas para poder realizar.

Con el antecedente mencionado anteriormente, no cabe duda que uno de los grandes problemas para el ingeniero civil ha sido siempre el material arcilloso o cohesivo, debido a sus propiedades particulares que afectan en forma desfavorable en una obra específica. Sin embargo, para poder resolver los inconvenientes que acarean estos suelos, el presente trabajo de investigación pretende proponer e impulsar una alternativa más de solución, la misma que consiste en el uso de la cal regional de Tarija como un agente estabilizador de los suelos cohesivos.

Lamentablemente en nuestro país y especialmente en nuestra región, hay muy poca experiencia con la técnica de estabilización de suelos. Sin embargo, este inconveniente se constituye una razón más para fomentar a la investigación y aplicación del tema, pues las condiciones están dadas en la región ya que por un lado posee el suelo de las características para estabilizar y la cal producida localmente es económica. Estas condiciones prescritas, dan una percepción favorable para la aplicación exitosa de este sistema de mejoramiento de suelos en el valle central de Tarija.

El ensayo de compresión triaxial es el más usado para determinar las características de esfuerzo deformación, resistencia al esfuerzo cortante y cohesión de los suelos. El ensayo consiste en aplicar esfuerzos laterales y verticales, a probetas cilíndricas de suelo. Ya que actualmente en las diferentes instituciones del estado exigen ensayos de laboratorio del ensayo triaxial los cuales son más reales en escala y muy seguras de sus resultados puesto

que muchos técnicos de laboratorio en la Ciudad de Tarija no tienen amplio conocimiento del ensayo mencionado en muchos de los casos nunca los ensayaron, por eso es muy importante capacitarse y estudiar el tema mencionado.

1.3. Justificación

La subrasante es la capa de terreno de una estructura vial que soporta la estructura de pavimento y que se extiende hasta una profundidad que no afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto. Debido a que la subrasante es la parte que sostiene la estructura, es de vital importancia que cumpla con las condiciones de resistencia requeridas para poder soportar las cargas a las cuales estará sometido.

Cuando en la construcción de ciertas obras civiles se presentan suelos arcillosos se necesita, en algunos casos, la substitución de dicho material entonces se recurre a la mejora de las propiedades de éste para asegurar la calidad y buen funcionamiento de las mismas mediante la estabilización.

El uso de agentes químicos como la cal para la estabilización de suelos, se usa para mejorar suelos con alto contenido de arcilla, donde además no se cuente con otra opción de estabilización, porque la mezcla suelo-cal suele ser muy barata, las propiedades mejoradas son la resistencia, capacidad portante, etc. Parámetros que han sido estudiados en diferentes proyectos de grado, lo que no se ha observado en estos proyectos, es el estudio de la propiedad “La cohesión de un suelo y el CBR”, punto en el que se centrará este documento.

La investigación es de gran importancia porque elaborará un documento que haga una recopilación de resultados de laboratorios actualizados, brindando una base para futuros estudios sobre el tema, pero aplicado a otros tipos de suelo en la ciudad de Tarija.

Utilizamos como dato patrón el ensayo triaxial (U.U.) y posteriormente utilizando el ensayo CBR correlacionamos sus parámetros para determinar una ecuación la cual se podrá simplificar el proceso de adquisición de datos.

Se utilizará cal para mejorar los parámetros mecánicos de resistencia del suelo.

Con el equipo triaxial del laboratorio, dentro de su variedad no consolidado no drenado (i.e. undrained unconsolidated por sus siglas en inglés U.U.). se pretende verificar el comportamiento de la cohesión en dos estados, sin estabilizar (i.e. suelo natural), y

estabilizado (i.e. adicionando cal). Para luego generar regresiones con las distintas modalidades de estabilización.

1.4. Situación problemática

Actualmente la ciudad de Tarija los suelos finos representan siempre un problema en función a varios factores.

Uno de los problemas presentados en la ciudad de Tarija fue la construcción de la carretera “Tarija-Potosí” donde hubo un estudio de tesis de grado por Castillo Creamer Renán Alfredo en tema “Rehabilitación de pavimentos rígidos en la base a la carretera Tarija-Potosí”. Donde indica que hubo muchísimos problemas de fallas en dicha carretera entre una de ellas está el tramo “Lecori-Camargo”, presenta grietas transversales, longitudinales y como también piel de cocodrilo en lo que indica unos CBR muy bajos en esos tramos dando como una de las soluciones la estabilización de la subrasante por lo cual también representan un problema.

El problema planteado en el trabajo, se refiere a la falta de estos estudios realizados en el tema lo que nos lleva a desarrollar el presente trabajo ya que el análisis del comportamiento de arcillas mejoradas con cal sometidos a sus esfuerzos máximos, podrán ser muy útiles en la construcción de vías de comunicación.

Dentro de los ensayos de resistencia mecánica de suelos, se pudo evidenciar que el ensayo Triaxial no es muy utilizado en nuestro medio debido a la ausencia de capacitación y lo que conlleva que la investigación tenga un énfasis acerca del desarrollo de los mismo desde la ejecución del ensayo hasta la interpretación de los resultados.

1.4.1. Problema

¿Cómo un análisis de suelos estabilizados con cal nos permitirá mejorar las características mecánicas de resistencia del suelo y un análisis de correlación entre la cohesión del ensayo triaxial (U.U.) y el CBR nos permitirá hallar el CBR para dicho suelo?

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivos generales

Realizar ensayos de laboratorio para demostrar y encontrar la correlación de los suelos tipo cohesivos estabilizados químicamente y sin estabilizar, los cuales se ensayarán con

los ensayos triaxial UU y el CBR. Donde nos permita hallar el CBR para ese tipo de suelo con la función encontrada de correlación.

1.5.2. Objetivos específicos

- Información general para la identificación de las zonas de muestreo y extracción de las mismas.
- Clasificar tipos de suelos mediante la norma AASHTO y SUCS, realizando los ensayos de laboratorio.
- Realizar los ensayos de CBR en laboratorio e interpretamos sus resultados.
- Desarrollar el ensayo triaxial no drenado - no consolidado e interpretamos sus resultados.
- Estabilizar el suelo con cal crear así un material con resistencia estructural que no presente cambios volumétricos ante el cambio de la humedad y así aumentar su vida útil del suelo donde resulten ser soluciones competitivas ofreciendo mejores superficies.
- Comparar resultados obtenidos.
- Analizar los resultados obtenidos.

1.6. Hipótesis

El suelo estabilizado con cal nos permitirá mejorar sus características mecánicas, ya que la cal ayudará a transformar químicamente los suelos inestables en materiales utilizables en obras civiles.

Una correlación de la cohesión entre triaxial y CBR nos permite encontrar dicho CBR, ya que se encuentra en las mismas condiciones de saturado y numero de golpes, pues cumple las especificaciones de la mecánica de suelos.

1.6.1. Identificación de variables

1.6.1.1. Variable independiente

El ensayo CBR (%)

Ensayo triaxial UU (kPa)

1.6.1.2. Variable dependiente

La cohesión que saldrá del ensayo triaxial UU (kPa)

Cantidad de cal para estabilizar (metros cúbicos)

1.6.2. Conceptualización de variables

El CBR es un indicador utilizado para medir la capacidad de soporte de explanadas, bases y sub bases de firmes. El ensayo, normalmente, se realiza en condiciones de humedad y densidad controladas.

El ensayo (UU) es usualmente llevado a cabo sobre especímenes de arcilla, enmarcando la realización del ensayo dentro del concepto de resistencia para suelos cohesivos saturados, en donde se expresan los resultados en términos de esfuerzos totales.

La cantidad de cal en nuestra estabilización dependerá del CBR de nuestro suelo ya CBR menor al 5% se tendrá que estabilizar.

La cohesión es la cualidad por la cual las partículas del terreno se mantienen unidas en virtud de fuerzas internas, que dependen, entre otras cosas, del número de puntos de contacto que cada partícula tiene con sus vecinas. En consecuencia, la cohesión es mayor cuanto más finas son las partículas del terreno.

1.6.3. Operacionalización de variables

Tabla 1 Operacionalización de la variable independiente

Variable independiente	Dimensión	Indicador	Valor/acción
CBR	Resistencia cortante	(%)	Resultados con menor exactitud que el ensayo triaxial, menor costo económico.
Ensayo triaxial (UU)	Resistencia cortante	kPa	Resultados más cercanos a la realidad por tanto mayor confiabilidad y con alto costo económico.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 2 Operacionalización de la variable dependiente

Variable dependiente	Dimensión	Indicador	Valor/acción
Cantidad de cal	Tamaño de muestra	m ³	Establecer la cantidad óptima
Cohesión	Plano de falla	kpa	Pruebas de resistencia al corte

Fuente: Elaboración propia

1.7. Tipo de investigación

El presente trabajo de investigación corresponde al tipo de investigación causal o explicativo, pues con este trabajo se pretende explicar lo que sucedería con el valor del CBR en un suelo arcilloso antes y después de ser sometido a una estabilización cal, como también el esfuerzo cortante que es igual a la cohesión determinado por el triaxial para generar una gráfica con ecuación.

1.7.1. Población y muestra

1.7.1.1. Población

La población como objeto de estudio será todos los suelos finos que tengan un índice de plasticidad de (11,69% - 21,6%).

1.7.1.2. Muestra

La muestra llegaría a ser el suelo fino del valle central de Tarija que tengan el mismo índice plasticidad indicado en la población.

1.8. Alcance

Básicamente con el presente trabajo se pretende hacer pruebas empíricas en el laboratorio

ensayando especímenes de suelo arcilloso combinando con cal, para someterlos a esfuerzos de rotura y así poder analizar el comportamiento y la capacidad de resistencia con el fin de establecer parámetros que nos permitan resolver los problemas que se presentan en distintas obras civiles y con estos parámetros poder solucionar los problemas que nos implica costo y tiempo.

Con el estudio y análisis de estos suelos podemos encontrar resultados que serían útiles en la construcción de obras civiles.

Con la estabilización de suelo – cal se pretende demostrar que es una alternativa que podría evitar grandes movimientos de tierra en las obras civiles en especial en vías de comunicación.

El ensayo triaxial (U.U.) un ensayo especialmente para suelos arcillosos de alta cohesión se pretende contar con una tabla para suelos finos, de cohesión del suelo, ensayo de triaxial U.U. y el CBR para las distintas zonas de extracción de la ciudad de Tarija dichos ensayos solamente son para muestras saturadas como mínimo cuatro días a los diferentes golpes de doce, veinte cinco y cincuenta y seis golpes.

CAPÍTULO II
PROPIEDADES DE LAS ARCILLAS, ESTABILIZACIÓN Y
ENSAYO TRIAXIAL

CAPÍTULO II

PROPIEDADES DE LAS ARCILLAS, ESTABILIZACIÓN Y ENSAYO TRIAXIAL

2.1. Generalidades

Se le atribuye al físico e ingeniero francés C. A. Coulomb, haber realizado la primera investigación orientada al estudio de la resistencia de los suelos. Entre sus hallazgos está en deducir que el corte de los suelos está directamente relacionado con el coeficiente de fricción entre las partículas.

En su investigación Coulomb encontró que en primer lugar los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de un plano de deslizamiento.

El esfuerzo cortante en los suelos es el aspecto más importante de la ingeniería geotécnica. La capacidad de soporte desde un punto de vista, el diseño de los pavimentos, se ve influenciado de una forma indirecta por la resistencia al cortante de los suelos, ya sea en el análisis de la estabilidad de un talud o en el diseño de los muros de retención y de forma directa, a través del diseño de las fundaciones que soportan el pavimento, específicamente, en la subrasante. Por consecuencia, tanto las estructuras como los taludes deben ser estables y seguros frente a un colapso total, cuando éstos sean sometidos a una máxima aplicación de cargas.

El esfuerzo cortante de un suelo se ha definido como la última o máxima resistencia que el suelo puede soportar. Específicamente, se ha expresado como la resistencia interna que ofrece la masa de suelo por área unitaria para resistir la falla al deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él.

La finalidad del capítulo es de poder tener los conceptos básicos de las propiedades de las arcillas en especial el esfuerzo cortante, la estabilización de suelos y el ensayo triaxial para tener bien claro los conceptos y así tener buenos resultados.

2.2. Marco conceptual y referencial

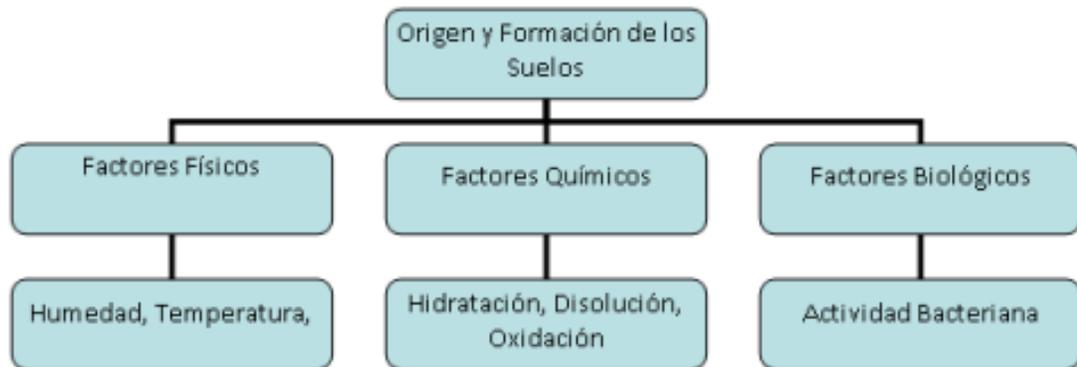
2.2.1. Suelos

En el sentido general de la ingeniería, suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y sirve para soportar las

cimentaciones estructurales. Por eso, los ingenieros civiles deben estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras más.

(Fundamento de ingeniería geotécnica, Braja M. Das, página 1)

Figura 1 Origen y formación de los suelos



Fuente: Organización de las naciones unidas para la agricultura y alimentación (FAO)

2.2.1.1. Tipos de suelo

Los suelos son producidos por el intemperismo, es decir, por la fractura y rompimiento de varios tipos de rocas en piezas más pequeñas mediante procesos mecánicos y químicos, produciendo suelos residuales y suelos transportados.

(Fundamento de ingeniería geotécnica, Braja M. Das, página 2)

2.2.1.1.1. Suelos residuales

Son los suelos que permanecen donde se formaron como producto del ataque de los agentes del intemperismo, desintegración mecánica y/o descomposición química que cubren la superficie rocosa de la cual se derivan directamente.

(Fundamento de ingeniería geotécnica, Braja M. Das, página 4)

2.2.1.1.2. Suelos transportados

Son aquellos suelos que fueron removidos o transportados desde su lugar de formación por la erosión fluvial o la erosión eólica y son redepositados en otras zonas. Así se generan suelos que se depositan sobre otros estratos sin relación directa con ellos, como se puede ver en la figura abajo, en la naturaleza existen diferentes agentes de transporte,

2.2.1.3. Arcillas

Son partículas de granos muy finos en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales, con diámetro menor a 0.075 mm. y un índice de plasticidad mayor que 10, cuya masa se vuelve plástica al ser mezclada con agua, químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en pocas ocasiones contiene silicatos de hierro o de magnesio hidratados.

Las arcillas son constituyentes esenciales de gran parte de los suelos y sedimentos debido a que son, en su mayor parte, productos finales de la meteorización de los silicatos que, formados a mayores presiones y temperaturas, en el medio exógeno se hidrolizan.

A las arcillas las podemos clasificar o agrupar en varios y distintos puntos de vista:

Por su plasticidad.

Por su porosidad y color.

(Suarez Mercedes, universidad de Salamanca, pag.3)

2.2.1.4. Propiedades físico-químicos

Las importantes aplicaciones industriales de este grupo de minerales radican en sus propiedades físico-químicas. Dichas propiedades derivan, principalmente, de:

Su extremadamente pequeño tamaño de partícula (inferior a 2 mm).

Su morfología laminar (filosilicatos).

Las sustituciones isomórficas, que dan lugar a la aparición de carga en las láminas y a la presencia de cationes débilmente ligados en el espacio interlaminar.

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

(Suarez Mercedes, universidad de Salamanca, pag.5)

2.2.1.5. Composición de suelos

Se pueden clasificar en inorgánicos, como la arena, la arcilla, el agua y el aire; y orgánicos, como los restos de plantas y animales. Uno de los componentes orgánicos de los suelos es el humus. El humus se encuentra en las capas superiores de los suelos y constituye el producto final de la descomposición de los restos de plantas y animales, junto con algunos minerales; tiene un color de amarillento a negro, y confiere un alto grado de fertilidad a los suelos.

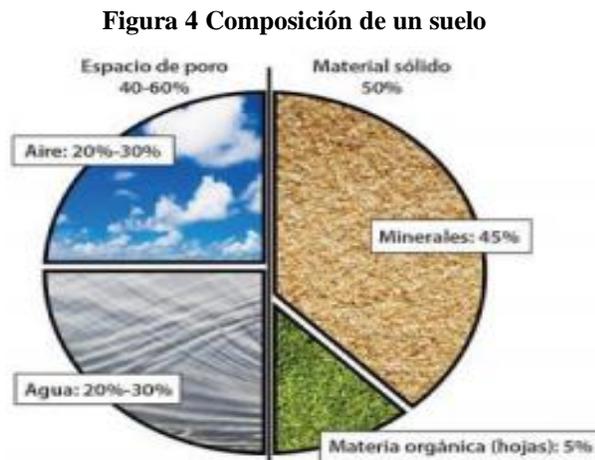
Fase sólida. - Comprende, principalmente, los minerales formados por compuestos relacionado con la litosfera, como sílice o arena, arcilla o greda y cal.

Fase líquida. - Comprende el agua de la hidrosfera que se filtra por entre las partículas del suelo.

Fase gaseosa. - Tiene una composición similar a la del aire que respiramos, aunque con mayor proporción de dióxido de carbono (CO₂). Además, presenta un contenido muy alto de vapor de agua.

La Figura 4, siguiente representa un esquema de una muestra de suelo, con sus partes principales:

(Suarez Mercedes, universidad de Salamanca, pag.5)



Fuente: Mecánica de suelos Juárez Badillo

2.2.2. Estabilización de suelos

Llamamos estabilización de un suelo al proceso mediante el cual se someten los suelos naturales a cierta manipulación o tratamiento de modo que podamos aprovechar sus mejores cualidades, obteniéndose un material capaz de soportar los efectos de cargas ante

situaciones más desfavorables y más severas. Se dice que es la corrección de una deficiencia para darle una mayor resistencia al terreno o bien, disminuir su plasticidad.

(Mata Marcos, 2010, universidad del Salvador)

Fotografía 1 Estabilización de suelos en laboratorio



Fuente: Elaboración propia

2.2.2.1. La cal

La cal viva se produce de la transformación química del carbonato de calcio (piedra caliza – CaCO_3) en óxido de calcio. La cal hidratada se obtiene cuando la cal viva reacciona químicamente con el agua. La cal hidratada (hidróxido de calcio) es la que reacciona con las partículas arcillosas y las transforma permanentemente en un fuerte matriz cementante. La cal más utilizada para el tratamiento de suelos es la cal alta en calcio, que contiene un máximo de 5% de óxido o hidróxido de magnesio. Sin embargo, en algunas ocasiones se utiliza cal dolomítica. La cal dolomítica contiene de 35 a 46% de óxido o hidróxido de magnesio. Con la cal dolomítica se puede lograr la estabilización, aunque la fracción de magnesio reacciona más lentamente que la fracción de calcio.

Algunas veces el término “cal” se utiliza para referirse a la cal agrícola que, por lo general, es piedra caliza finamente molida, un útil correctivo agrícola que no tiene la suficiente reactividad química para lograr la estabilización del suelo.

Otras veces el término “cal” es utilizado para referirse a los subproductos del proceso de fabricación de cal (como el polvo de horno de cal), que, aunque contienen alguna cal reactiva, generalmente sólo posee una fracción del óxido o el contenido de hidróxido del

producto fabricado. En este manual, "cal" significa cal viva, cal hidratada, o la lechada de cal hidratada. (Mata Marcos, 2010, Universidad del Salvador)

Figura 5 Cal en diferentes tamaños



Fuente: Universidad del Salvador guía de estabilización de suelos

2.2.2.2. Estabilización química

Se refiere principalmente a la utilización de ciertas sustancias químicas y cuyo uso involucra la sustitución de iones metálicos y cambios en la constitución de los suelos involucrados en el proceso.

Cal: Disminuye la plasticidad de los suelos arcillosos y puede ser económica.

Cemento portland: Aumenta la resistencia de los suelos y se usa principalmente para arenas o gravas finas.

Emulsiones asfálticas: Es muy usada para material triturado sin cohesión.

Cloruro de sodio: Impermeabilizan y disminuyen la producción de los polvos en el suelo, principalmente para arcillas y limos.

Cloruro de calcio: Impermeabilizan y disminuyen la producción de los polvos en el suelo, principalmente para arcillas y limos.

(Jofre Carlos, 1999, Manual de Estabilización de Suelos con Cemento o Cal)

2.2.2.3. Proceso de aplicación

Como la cal puede ser utilizada para tratar suelos de distintos tipos, el primer paso en la evaluación de las opciones de tratamiento del suelo es identificar claramente el objetivo. Los pasos en la construcción implicados en la estabilización y en la modificación, son similares. Generalmente, la estabilización requiere más cal y más tratamiento y control,

que la modificación. Los pasos básicos incluyen: Escarificar o pulverizar parcialmente el suelo, esparcir la cal, adición de agua y mezcla, controlando alcanzar la humedad óptima. Compactar a la densidad máxima teórica, y curado antes de la colocación de la siguiente capa o capa de protección.

Cuando se realiza la mezcla en planta (fuera del sitio del proyecto) en lugar de la mezcla en el lugar de trabajo, ya sea en la estabilización o en la modificación, sólo se aplican tres de los pasos mencionados: Esparcir la mezcla cal-agregado-agua, la compactación y el curado. (Jofre Carlos, 1999, *Manual de Estabilización de Suelos con Cemento o Cal*)

2.2.2.4. Ventajas de estabilización suelos con cal

La técnica de estabilización con cal utilizada en un proyecto debería estar basada en múltiples consideraciones, tales como la experiencia del contratista, la disponibilidad de equipo, la ubicación del proyecto (rural o urbano) y la disponibilidad de una fuente cercana y adecuada de agua.

Algunas ventajas de los diferentes métodos de aplicación de cal son los siguientes:

Posibilidad de reutilización de los suelos disponibles en la traza, disminuyendo la necesidad de préstamos.

La reducción del plazo de ejecución viene determinada también por la rapidez de las reacciones suelo-cal y el efecto secante productivo.

El empleo de cal incrementa la capacidad portante de los suelos aumentando su índice CBR también aumenta la resistencia a tracción y a flexión.

La estabilización con cal frente al empleo de otros conglomerantes, es que no presenta un fraguado rápido.

2.2.2.5. Estabilización de suelos con cal en la ciudad de Tarija

El presente proyecto de grado de análisis del comportamiento de suelos arcillosos mejorados con cal luego de superar sus esfuerzos máximos por Julio Cesar Guerrero Irahola en fecha diciembre del 2010 en la UAJMS se ha trabajado con suelos arcillosos en la ciudad de Tarija, el concluye que:

El CBR en la ciudad de Tarija es muy expansivo

Al hacer los ensayos de límites el límite líquido es muy elevado a comparación del límite plástico en una diferencia de 20%

En la prueba de compresión simple se pudo determinar que el suelo soporta la carga axial mejor con el suelo estabilizado, el de mayor porcentaje de estabilización.

Recomienda hacer un estudio de las arcillas en diferentes lugares de Tarija ya que el suelo tiene unas pésimas condiciones para la construcción ya sea horizontal o vertical de edificaciones civiles.

Recomienda compactar bien las probetas ya que de ellas depende los resultados precisos.

El resumió la estabilización de suelos en Tarija en una tabla resumen a continuación.

Tabla 3 Resumen estabilización de suelos con cal

Las barrancas(Parada al norte)		Los Chapacos	
(%) Adictivo	CBR (%)	(%) Adictivo	CBR (%)
sin adictivo	4	sin adictivo	5
3	14	3	16
5	18	5	17
7	21	7	22
San Blas		San Salvador	
(%) Adictivo	CBR (%)	(%) Adictivo	CBR (%)
sin adictivo	4	sin adictivo	4
3	14	3	14
5	18	5	18
7	21	7	21

Fuente: Estabilización de suelos con cal por Julio Guerrero de la UAJMS.

2.2.2.6. Lineamientos para la estabilización de suelos con cal

En el caso de los tratamientos con cal, sus aplicaciones son tan variadas que no hay una metodología única a seguir para su dosificación. Sin embargo, sin importar el método de dosificación que se emplee se deberá seguir los siguientes conceptos básicos:

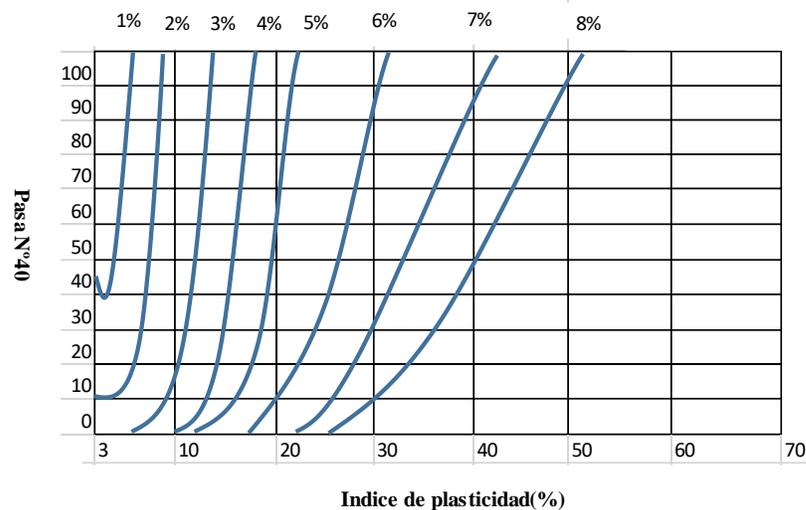
En primer lugar, el porcentaje necesario de cal dependerá de cuáles son los objetivos: secado, modificación o estabilización. En determinado caso se buscarán varios de estos objetivos a la vez y, por lo tanto, habrá que diseñar la fórmula de trabajo que logre alcanzarlos. Los porcentajes manejados siempre deben ser en % sobre masa de suelo seco. En segundo lugar, el porcentaje de cal mínimo dependerá de las exigencias para la capa tratada: terraplenes, formación de explanadas, o capas del paquete estructural.

Y, en tercer lugar, el porcentaje óptimo de cal será aquel que permita lograr los mejores resultados posibles sobre el suelo tratado: plasticidad, expansividad, capacidad de soporte, resistencia mecánica, etc.

Es importante también tener en cuenta que cualquier suelo no admite cualquier porcentaje de cal y que, además, el emplear porcentajes elevados puede presentar efectos adversos. Este porcentaje depende de la fracción arcillosa que contenga.

(Rodríguez Roca Gabriel, 2211, manual de diseño de conservación vial - ABC)

Figura 6 Porcentajes de cal recomendados para la estabilización de suelos



Fuente: Enciclopedia de pavimentos en Bolivia por Ing. Orlando Mendieta Pág. 70

2.2.3. Criterios de falla Mohr-Coulomb

Mohr presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Dicha teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Por lo cual, la relación entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la siguiente ecuación

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

Donde:

τ_f = Esfuerzo cortante sobre el plano de falla

σ = Esfuerzo normal sobre el plano de falla

La envolvente de falla definida por la ecuación es una línea curva. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal, lo cual se conoce como el criterio de falla Mohr-Coulomb como se presenta en la siguiente ecuación.

$$\tau_f = c + \sigma * \tan(\theta)$$

Donde:

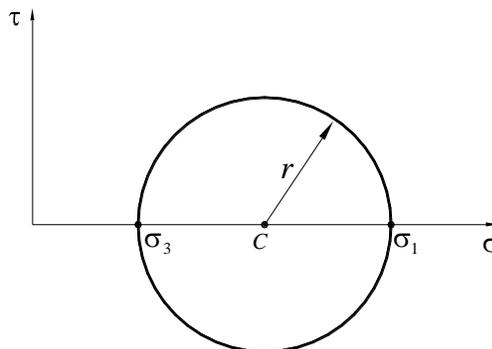
c = Cohesión

ϕ = Angulo de fricción interna

En la figura 7 de abajo se observa que, si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo son tales que son representados por el punto A, entonces no ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano son representados por el punto B (sobre la envolvente de falla), entonces ocurrirá una falla de cortante a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo ubicado en el punto C no existe, porque queda por arriba de la envolvente de falla y la falla cortante ya habría ocurrido en el suelo.

(Zamora R. (2013) universidad de Alicante- ensayo de triaxial U.U.)

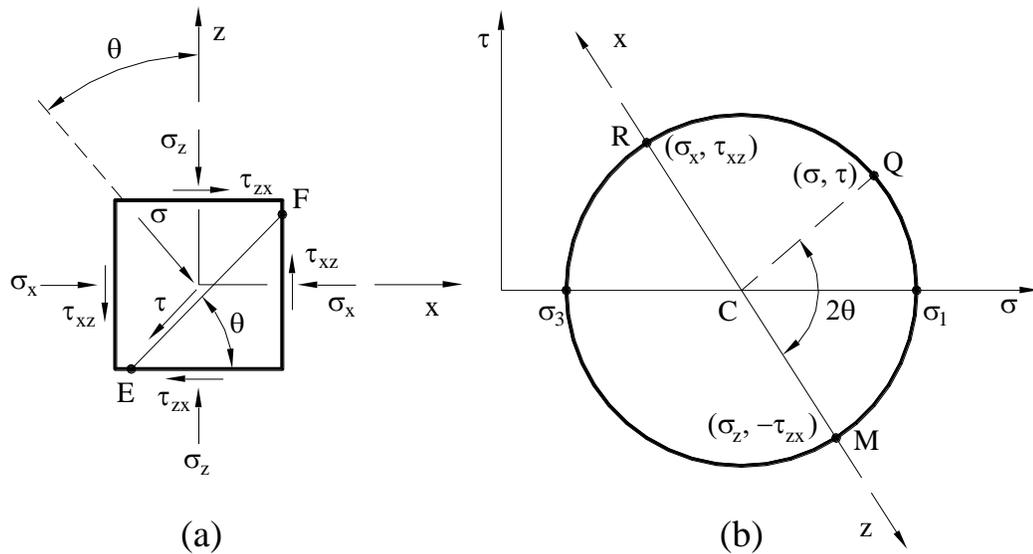
Figura 7 Envoltentes de la falla de Mohr



Fuente: Elaboración propia

Con el círculo de esfuerzos de Mohr puede determinarse el esfuerzo normal y el esfuerzo de corte para cualquier plano del elemento de suelo. En la figura a se muestra los esfuerzos que actúan en los diversos planos de un elemento de suelo y en la figura b se han ubicado todos estos en el círculo de esfuerzos de Mohr.

Figura 8 Ubicación de los esfuerzos en el círculo de esfuerzos de Mohr.
(a) Esfuerzos que actúan en el elemento. (b) Esfuerzos ubicados en el círculo.



Fuente: libro guía de M. suelos de la U.M.S.S.

La combinación de esfuerzos (σ_z , τ_{zx}) y (σ_x , $-\tau_{xz}$) que actúan en las caras del elemento son ubicados en el círculo en los puntos R y M respectivamente que forman el diámetro RM. Los esfuerzos normales de compresión son considerados positivos y el esfuerzo de corte será positivo según a la dirección que tenga en el eje. El plano de falla EF es representado por el radio CQ que está ubicado a 2θ respecto al eje z, este ángulo de inclinación del plano de falla es medido en contra a las manecillas del reloj en el círculo de Mohr. Las coordenadas del punto Q representa la combinación de esfuerzos en el plano de falla.

2.2.4. Prueba triaxial

La prueba de ensayo triaxial es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia al cortante.

En un ensayo triaxial, un espécimen cilíndrico de suelo es revestido con una membrana de látex dentro de una cámara a presión. La parte superior e inferior de la muestra tiene discos porosos, los cuales se conectan al sistema de drenaje para saturar o drenar el espécimen. En estas pruebas se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre el espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características

mecánicas en forma completa. Los especímenes usualmente están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua.

El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la parte superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

Es usual llamar σ_1 , σ_2 y σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; los esfuerzos intermedios y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y son iguales a la presión lateral.

(Zamora R. (2013) universidad de Alicante- ensayo de triaxial U.U.)

2.2.4.1. Objetivo de las pruebas triaxiales.

Finalidad de realizar ensayos triaxiales es determinar las propiedades mecánicas del suelo. Se supone que los especímenes del suelo a ensayar son homogéneos y representativos del material en el campo, y que las propiedades del suelo deseadas pueden obtenerse de las pruebas triaxiales, ya sea directamente o por interpretación o por interpretación a través de alguna teoría.

Las propiedades mecánicas más frecuentemente buscadas en las pruebas triaxiales son relaciones esfuerzo – deformación, cambio de volumen o el comportamiento de la presión de poro, y la resistencia al corte del suelo. Incluidos en el comportamiento esfuerzo – deformación están también la compresibilidad y el valor del coeficiente de presión de tierra en reposo K_0 .

Otras propiedades que pueden obtenerse a partir de las pruebas triaxiales, que incluye el tiempo como componente, son la permeabilidad, el coeficiente de consolidación y las propiedades relacionadas con el comportamiento dependiente del tiempo, tales como efectos de velocidad, fluencia y relajación del esfuerzo.

Es importante que el depósito natural del suelo o el relleno de donde se hayan extraído las muestras de suelo en el campo sean suficientemente uniformes para que las muestras de

suelo posean las propiedades adecuadas y representativas de la masa del suelo en el campo.

Por lo tanto, es fundamental que la geología del sitio sea bien conocida y entendida. Incluso entonces, las muestras de depósitos uniformes “contienen” propiedades que son representativas del depósito de campo. Esto puede ocurrir:

- a) Debido al cambio en el estado de esfuerzo efectivo que siempre esté asociado con el proceso de muestreo.
- b) Debido a perturbaciones mecánicas por el muestreo, transporte o manipulación en el laboratorio.

Las propiedades de esfuerzo y resistencia de las arcillas muy sensibles que han sido perturbadas no pueden regenerarse en el laboratorio ni obtenerse de otra manera mediante la interpretación de ensayos realizados con muestras inadecuadas.

(Lade P. V., 2016, “Triaxial Testing of Soils”, 1 ed. Reino Unido)

2.2.4.2. Concepto del ensayo triaxial.

El concepto a seguir en la prueba de suelos es simular lo más cerca posible el proceso que se desarrolla en campo. Debido a que hay un gran número de variables (i.e. densidad, contenido de agua, grado de saturación, condiciones de carga de relación de sobre consolidación, trayectos de esfuerzo), que influyen en el comportamiento del suelo resultante, la manera más simple y directa de obtener información pertinente a las condiciones de campo es para duplicarlos lo más cerca posible.

Sin embargo, debido a limitaciones en el equipo y debido a las limitaciones prácticas en la cantidad de pruebas que se pueden realizar para cada proyecto, es esencial que:

Se conozcan las condiciones reales de carga en el campo (incluyendo condiciones de drenaje).

El equipamiento de laboratorio puede reproducir estas condiciones en un grado de precisión requerida.

Se puede hacer una estimación razonable de la importancia de las diferencias entre las condiciones de carga en el campo y las que pueden producirse en el equipo de laboratorio. Está claro que la prueba triaxial en muchas características es incapaz de simular varios aspectos importantes de las condiciones de carga en el campo. Por ejemplo, no se pueden investigar los efectos del esfuerzo principal intermedio, los efectos de las rotaciones de

los esfuerzos principales y los efectos del drenaje parcial durante la carga en el campo no pueden ser investigados sobre la base de la prueba triaxial.

Los efectos de tales condiciones requieren estudios que involucren otros tipos de equipos o análisis de problemas de valores límite ya sea por soluciones de forma cerrada o soluciones obtenidas mediante técnicas numéricas.

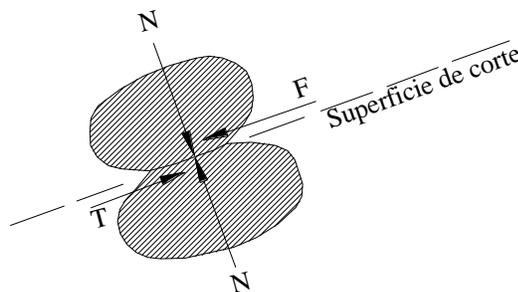
(Lade P. V., 2016, "Triaxial Testing of Soils", 1 ed. Reino Unido)

2.2.4.3. Resistencia cortante de suelos

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

Las partículas están constantemente sometidas a una fuerza resultante N que es normal a la superficie de corte producto de la acción de una carga externa o el peso propio.

Figura 9 Fuerzas surgidas por el contacto interparticular.



Fuente: Libro guía de mecánica de suelos de U.M.S.S.

(Braja M.D. ,2001, fundamentos de ingeniería geotécnica 4ta Edición - Editorial Thomson Learning, México)

2.2.4.4. Esfuerzo efectivo

El principio del esfuerzo efectivo es probablemente el concepto más importante en la ingeniería geotécnica. En el cálculo y análisis de problemas como el asentamiento de los suelos, capacidad de carga de fundaciones, estabilidad de presas, y presión lateral en estructuras de retención de tierra, la compresibilidad y resistencia al corte de un suelo son las propiedades que más influyen en el diseño y estas propiedades dependen en gran parte

del esfuerzo efectivo, lo cual hace que el concepto del esfuerzo efectivo sea muy importante en el análisis de estos problemas.

El suelo es una estructura esquelética de partículas sólidas en contacto, formando un sistema intersticial de interconexiones entre los vacíos o poros. Los poros están parcial o totalmente llenos de agua. Es por esta razón que los esfuerzos efectivos pueden presentarse en la naturaleza en diferentes maneras.

Suelos saturados con agua y cero de aire en los vacíos.

Suelos secos sin nada de agua en los vacíos.

Suelos parcialmente saturados, con agua y aire en sus vacíos.

En este capítulo se analizará los esfuerzos efectivos en suelos saturados, ya que la presión ejercida por el agua a diferencia de la del aire juega un papel muy importante en el análisis de los esfuerzos efectivos.

Terzaghi en 1943, demostró que, para un suelo saturado, el esfuerzo efectivo en cualquier dirección puede definirse en forma cuantitativa como la diferencia entre el esfuerzo total y la presión de poros del agua, como se ve en la ecuación este esfuerzo es transmitido a través de la estructura sólida del suelo por medio de los contactos intergranulares. Este componente del esfuerzo total es el que controla tanto la deformación debida a los cambios de volumen como la resistencia al corte del suelo, por lo tanto, el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante se transmiten a través de los contactos entre grano a grano.

$$\sigma' = \sigma - u$$

Donde:

σ = Esfuerzo normal total.

σ' = Esfuerzo normal efectivo.

u = Presión de poros del agua o esfuerzo neutral.

(Bishop A. y Henkel D., 1962, 2da Edición. Londres –Edit. Edwar Arnold)

2.2.4.5. Parámetros de resistencia cortante

Los parámetros de resistencia cortante de un suelo se determinan en el laboratorio principalmente con dos tipos de pruebas: La prueba triaxial.

2.2.4.6. Ángulo de fricción

Es una propiedad de los materiales granulares el cual tiene una interpretación física sencilla, al estar relacionado con el ángulo en reposo o máximo ángulo posible para la

pendiente de un conjunto de dicho material granular. En un material granuloso cualquiera, el ángulo de reposo está determinado por la fricción, la cohesión y donde las partículas son muy pequeñas en relación al tamaño del conjunto el ángulo en reposo coincide con el ángulo de rozamiento interno.

2.2.4.7. Prueba rápida - Prueba sin consolidación y sin drenaje (UU)

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa la consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar, se aplica al espécimen una presión hidrostática y de inmediato, se falla el suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien.

El ensayo (UU) es usualmente llevado a cabo sobre especímenes de arcilla, enmarcando la realización del ensayo dentro del concepto de resistencia para suelos cohesivos saturados, en donde se expresan los resultados en términos de esfuerzos totales. La envolvente de falla para los criterios de Mohr del esfuerzo total se convierte en una línea horizontal, con una condición de $\phi = 0^\circ$ (ángulo de fricción) y $\tau_f = C_u$, siendo C_u la resistencia al cortante no drenada, la cual es igual al radio de los círculos de Mohr.

En el ensayo UU se aplica primero una presión de confinamiento a la muestra y no se permite el drenaje. De hecho, las pruebas UU se realizan con mayor frecuencia en equipos triaxiales sin instalaciones de drenaje. El suelo ya ha sido consolidado en el campo, por lo que se considera que el espécimen “contiene” las propiedades mecánicas presentes en el lugar en el que se tomó la muestra. Alternativamente, el suelo puede consistir en relleno compactado cuya resistencia no drenada se requiere para análisis de estabilidad antes que se haya producido ninguna consolidación en el campo.

La etapa de corte no drenado se sigue inmediatamente después de la aplicación de la presión de confinamiento. La carga de corte se incrementa generalmente relativamente rápido hasta que se produce un fallo. No se permite el drenaje durante el corte. Por lo tanto, el cambio de volumen es cero para una muestra saturada. La presión del poro no se mide y solo se obtiene la resistencia total a partir de este ensayo. Dado que no hay cambios de volumen en un espécimen saturado, la proporción de huecos, el contenido de agua y la densidad seca al final del ensayo serán los mismos que en el suelo.

Las condiciones siguientes pueden simularse en la prueba UU:

La mayoría de los suelos cohesivos de drenaje relativamente pobre, donde las cargas de campo se aplicarán con la suficiente rapidez como para que el drenaje no exista. Ejemplos de campo para los cuales los resultados de las pruebas UU puede ser utilizado:

- a) El relleno compactado en una presa de tierra que se está construyendo rápidamente.
 - b) La resistencia de un suelo de fundación que se cargará rápidamente.
 - c) La resistencia del suelo en una excavación inmediatamente después de realizar el corte.
- También se puede hacer diferentes análisis como ser la estabilidad de taludes a corto plazo, cimientos, muros de contención, excavaciones y otros movimientos de tierra.

El análisis comparativo de esfuerzos de corte de un mismo sitio para determinar su variabilidad de la resistencia del suelo de forma rápida y rentable.

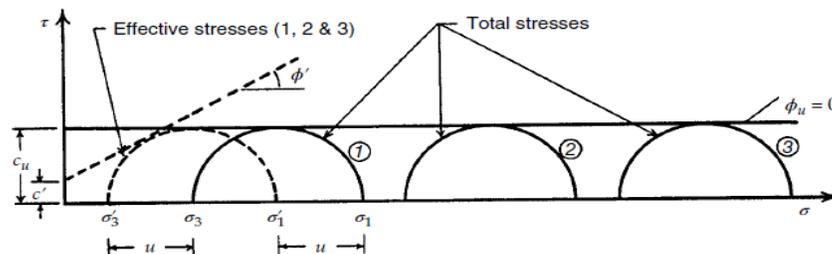
Determinación de las condiciones de carga rápida.

Suelos saturados y no perturbados, donde se ha retirado una muestra de profundidad, e instala en una celda triaxial y se presuriza para simular sobre carga en el campo.

Los resultados de resistencia obtenidos a partir de un ensayo UU en un suelo saturado se ilustran esquemáticamente en el diagrama de Mohr. La fuerza obtenida de las pruebas UU en suelo saturado no se ve afectada por la magnitud de la presión de confinamiento. Esto se debe a que la consolidación no se permite después de la aplicación de la presión de confinamiento. Por lo tanto, la presión efectiva real de confinamiento en el suelo saturado no depende de la presión de confinamiento aplicada, y por lo tanto se obtiene la misma resistencia para todas las presiones de confinamiento. Por consiguiente, la envolvente de resistencia total es horizontal, correspondiente a $\psi = 0$, y la resistencia se caracteriza, por lo tanto, por la resistencia al cizallamiento no drenado:

$$s_u = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

Figura 10 Ilustración esquemática de un diagrama de Mohr con resultados de pruebas UU en suelos saturado.



Fuente: P. V. Lade (2016).

Puesto que la resistencia UU de un suelo saturado no se ve afectada por la presión de confinamiento, se puede realizar una prueba UU en el estado no confinado. Esta prueba se conoce como una prueba de compresión no confinada. Para que la prueba de compresión no confinada produzca la misma resistencia que se obtendrá partir de un ensayo UU convencional, el suelo debe ser:

Saturado

Intacto.

Homogéneo

Como la arcilla parcialmente saturada (no saturada), fisura rígida de arcillas (no intactas, pueden abrirse fisuras cuando no están confinadas), y las arcillas varved (no homogéneas, no pueden mantener la presión en el agua) no cumplen estos requisitos y no deben ser probados en la prueba de compresión no confinada. Para suelos que califican y son ensayados en la prueba de compresión no confinada, la resistencia al cizallamiento no drenada es:

$$s_u = \frac{1}{2} q_u$$

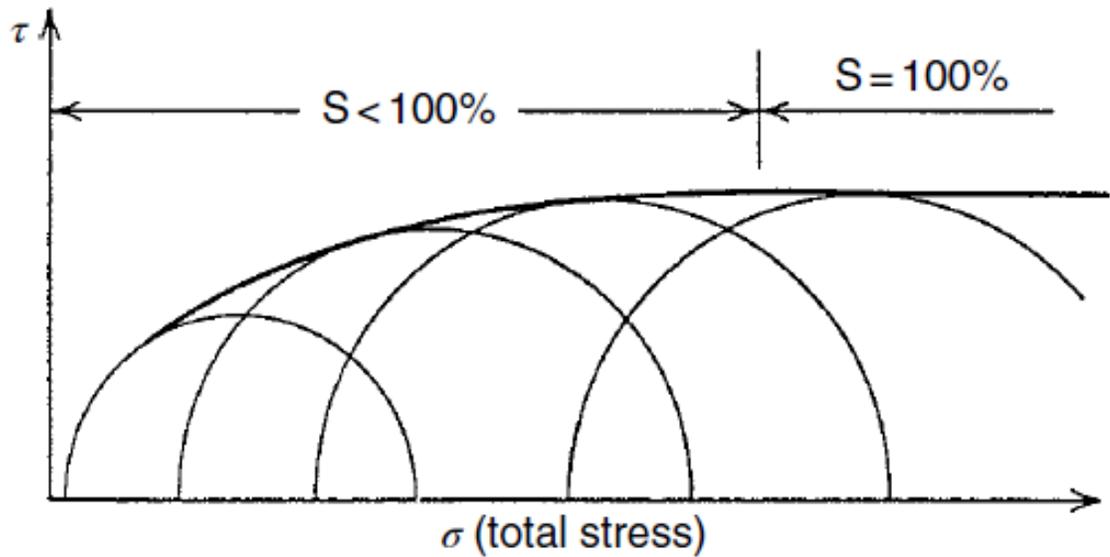
En la que q_u es la resistencia a la compresión no confinada:

$$q_u = (\sigma_1 - \sigma_3)_{max} = \sigma_{1max}$$

Para suelos parcialmente saturados, la envolvente de fallo de Mohr es curvada a presiones de confinamiento bajas, como se ve en la figura 11 siguiente abajo a medida que los vacíos de aire se comprimen con el confinamiento creciente, el envolvente continúa haciéndose mas plano. Cuando todo el aire se disuelve en el agua de poro, el espécimen está completamente saturado y la envoltura se vuelve horizontal. La resistencia al corte obtenido a plena saturación depende del grado inicial de saturación.

(Lade P. V., 2016, "Triaxial Testing of Soils", 1 ed. Reino Unido)

Figura 11 Ilustración esquemática de las resistencias del suelo parcialmente saturado obtenido de las pruebas UU.



Fuente: P. V. Lade (2016).

2.2.4.8. Resultado de suelos cohesivos del ensayo triaxial UU Lima – Perú

Datos del espécimen:

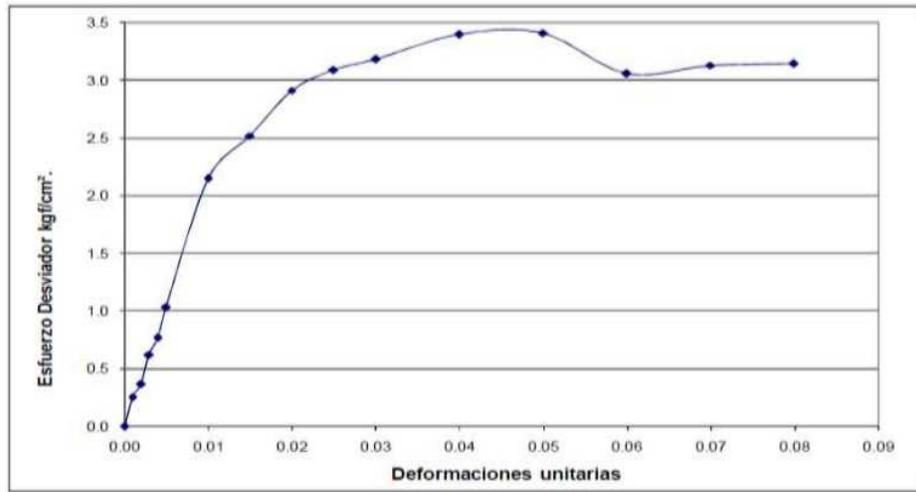
Presión de confinamiento	$\delta 3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$
Peso inicial de la muestra	$W_o = 628\text{gr}$
Diámetro superior	$D_s = 6,44 \text{ cm}$
Diámetro intermedio	$D_c = 6,38 \text{ cm}$
Diámetro inferior	$D_i = 6,29 \text{ cm}$
Diámetro promedio	$D = 6,37 \text{ cm}$
Altura 1	$H_1 = 13,17 \text{ cm}$
Altura 2	$H_2 = 13,18 \text{ cm}$
Altura 3	$H_3 = 13,19 \text{ cm}$
Altura promedio	$H = 13,18 \text{ cm}$
Área inicial	$A_o = 31,87\text{cm}^2$
Volumen inicial	$V_o = 420\text{cm}^3$
Peso unitario húmedo	$Y_o = 1,495 \text{ g/cm}^3$

Tabla 4 Resumen de los cálculos de esfuerzos desviador

Porcentaje de deformación (%)	Deformación muestra (mm)	Lectura celda de carga (N)	Valor de carga (kgf)	Deformación unitaria (H/Ho)	Deformación unitaria	Area corregida (cm²)	Esfuerzo desviador (kgf/cm²)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	31,87	0,00
0,10	0,13	79,00	8,05	0,00	1,00	31,90	0,25
0,20	0,26	114,00	11,62	0,00	1,00	31,93	0,36
0,30	0,40	193,00	19,67	0,00	1,00	31,97	0,62
0,40	0,53	242,00	24,67	0,00	1,00	32,00	0,77
0,50	0,66	325,00	33,13	0,01	1,00	32,03	1,03
1,00	1,32	679,00	69,22	0,01	0,99	32,19	2,15
1,50	1,98	800,00	81,55	0,02	0,99	32,36	2,52
2,00	2,64	930,00	94,80	0,02	0,98	32,52	2,92
2,50	3,30	921,00	101,02	0,03	0,98	32,69	3,09
3,00	3,95	1027,00	104,69	0,03	0,97	32,86	3,19
4,00	5,27	1108,00	112,95	0,04	0,96	33,20	3,40
5,00	6,59	1123,00	114,48	0,05	0,95	33,55	3,41
6,00	7,91	1019,00	103,87	0,06	0,94	33,90	3,06
7,00	9,23	1053,00	107,34	0,07	0,93	34,27	3,13
8,00	10,54	1070,00	109,07	0,08	0,92	34,64	3,15
9,00	11,86	1084,00	110,50	0,09	0,91	35,02	3,16
10,00	13,18	1047,00	106,73	0,10	0,90	35,41	3,01

Fuente: Uchuypoma Fernando, (2015), universidad Peruana Los Andes, facultad de ingeniería- ensayo triaxial U.U.

Figura 12 Grafica deformación unitaria vs esfuerzo desviador (kgf/cm2)



Fuente: Uchuypoma Fernando, (2015), Universidad Peruana Los Andes, facultad de ingeniería- ensayo triaxial U.U.

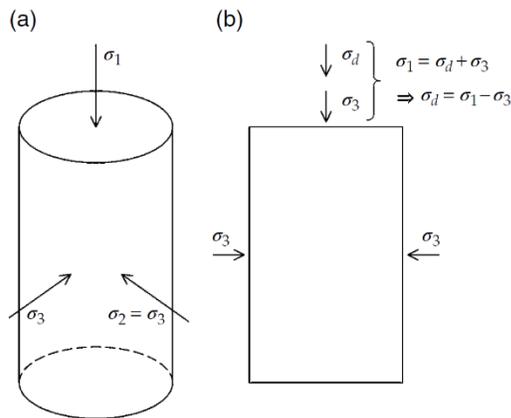
2.2.4.9. Metodología del ensayo triaxial UU

Se realiza más a menudo en una muestra cilíndrica como se muestra en la figura, abajo.

- a) Se aplican esfuerzos principales a la muestra cómo se indica en la figura 13.
- b) Primero se aplica una presión de confinamiento, σ_3 , que es aplicada al espécimen. Esta presión actúa alrededor y por lo tanto en todos los planos de la muestra. Entonces se aplica una diferencia de esfuerzo adicional σ_d , se aplica en la dirección axial. El esfuerzo aplicado al espécimen en la dirección axial es:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$$

Figura 13 a) Especimen cilíndrico para la prueba triaxial y b) Esfuerzos aplicados al espécimen triaxial.



Fuente: P.V. Lade (2016).

Y por lo tanto:

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$$

En el caso general, tres esfuerzos principales, σ_1 , σ_2 , σ_3 pueden actuar sobre un elemento de suelo en el campo. Sin embargo, solo se pueden aplicar dos esfuerzos principales diferentes a la muestra en la prueba triaxial convencional. El esfuerzo principal intermedio, σ_2 , solo puede tener los siguientes valores:

$$\sigma_2 = \sigma_3; \textit{Compresion triaxial}$$

$$\sigma_2 = \sigma_1; \textit{Extension triaxial}$$

La condición de extensión triaxial se puede lograr aplicando diferencias de esfuerzo negativo a la muestra. Estos solo producen una reducción de la compresión en la dirección de extensión, pero no se produce esfuerzo en la muestra. El estado de esfuerzo aplicado a la muestra es en ambos casos asimétrico. La ejecución usando un aparato triaxial, como se ve en la ilustración esquemática de la figura abajo el espécimen está rodeado por una tapa y una base y esta unidad se coloca en una celda triaxial en la que se puede aplicar la presión de la celda. La presión celular actúa como un confinamiento hidrostático para la muestra, y la presión es por lo tanto la misma en todas las direcciones. En adición, se puede aplicar una carga de desviación a través de un pistón que pasa a través de una parte superior de la celda y carga la muestra en la dirección axial. La deformación vertical de la muestra se mide mediante un dial calibrado (o un transductor de deformación electromecánico o mecatrónico), conectado al pistón que recorre la misma distancia vertical que la tapa asentado en la parte superior de la muestra. Las líneas de drenaje se conectan a la muestra de agua saturadas a través de la base (o tanto la tapa como la base), y conectadas a una bureta o un dispositivo de control de volumen fuera de la celda Triaxial. Esto permite realizar mediciones de los cambios de volumen de la muestra durante la prueba. Alternativamente, la conexión a la bureta puede ser cerrada impidiendo así que la muestra cambie de volumen.

En lugar de ello, la presión del agua del poro se puede medir mediante un dispositivo de control de volumen calibrado en función al desplazamiento el mismo está conectado a la línea de drenaje.

Las siguientes cantidades se miden en una prueba triaxial típica:

Presión de confinamiento.

Esfuerzo desviador.

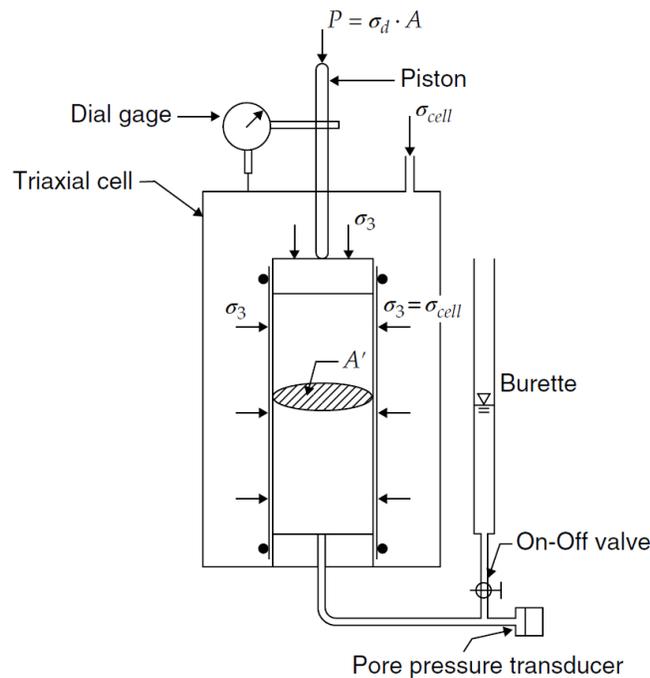
Deformación vertical (o axial).

Cambio de volumen o presión del poro de agua.

Estas mediciones constituyen la base de datos a partir de la cual se pueden derivar otras cantidades (i.e. la diferencia de esfuerzo ($\sigma_1 - \sigma_3$)), la deformación axial ξ_l , y la deformación volumétrica ξ_v .

(Lade P. V., 2016, "Triaxial Testing of Soils", 1 ed. Reino Unido)

Figura 14 Diagrama esquemático de un aparato triaxial.



Fuente: P. V. Lade (2016).

2.2.4.10. Ventajas y limitaciones del triaxial

Considerando que la prueba triaxial puede proporcionar potencialmente una proporción sustancial de las propiedades mecánicas requeridas para un proyecto, tiene limitaciones, especialmente cuando se encuentran condiciones especiales y requiere una aclaración basada en la experimentación.

Las ventajas de a prueba triaxial son:

El drenaje puede ser controlado, (encendido – apagado)

El cambio de volumen o la presión de poro puede ser medido.

La succión puede ser controlada en el conducto para un suelo parcialmente saturado.

Las deformaciones medidas permiten el cálculo de esfuerzos y módulos.

En el aparato triaxial se puede aplicar una mayor variedad de trayectos de esfuerzo y de deformación que en cualquier otro aparato de pistón de prueba. (i.e. cargas de consolidación anisotrópicas iniciales en cualquier relación de esfuerzos incluyendo el esfuerzo K_0 , el corte activo y pasivo).

Las limitaciones de la prueba triaxial son:

Las concentraciones de esfuerzo debidas a la fricción entre el espécimen y las placas de extremo (tapa y base), causan esfuerzos y esfuerzos no uniformes y por lo tanto esfuerzo deformación no uniforme, cambio de volumen o respuesta de presión de poro.

Solamente pueden aplicarse condiciones de esfuerzo axisimétrica a la muestra, mientras que la mayoría de los problemas de campo implican una deformación plana o condiciones tridimensionales generales con rotación de tensiones principales.

Los ensayos triaxiales no pueden proporcionar todos los datos necesarios para caracterizar el comportamiento de un depósito de suelo anisotrópico o anisótropo cruzado.

Aunque la condición de esfuerzo principal asimétrica es limitada, es más difícil aplicar esfuerzos de corte adecuados a esfuerzo al suelo en pruebas relativamente simples.

(Lade P. V., 2016, "Triaxial Testing of Soils", 1 ed. Reino Unido)

2.2.4.11. Sensibilidad del equipo triaxial U.U.

Tabla 5 Especificaciones técnicas del ensayo triaxial U.U.

Mínima velocidad de desplazamiento(ensayo)	1×10^{-5}
Máxima velocidad de desplazamiento(ensayo)	10 mm/min
Velocidad de aproximacion rapida	25 mm/min
Capacidad máxima de carga (ensayo)	50kN
Sistema de limitación de movimiento	2 micro interruptores más de dos micro interruptores digitales
Motor	de 5 fases y 1000 impulsos (roud stepper motor)
Espacio horizontal máximo	380 mm

Espacio vertical máximo	850 mm
Dimensiones generales	500 x 273 x 1266 mm (L x D x H)

Fuente: Manual de ensayo de laboratorio de suelos del triaxial

2.2.4.12. Mediciones que se puede realizar en el triaxial

Consolidación

Cohesión

Esfuerzo cortante

Esfuerzo normal

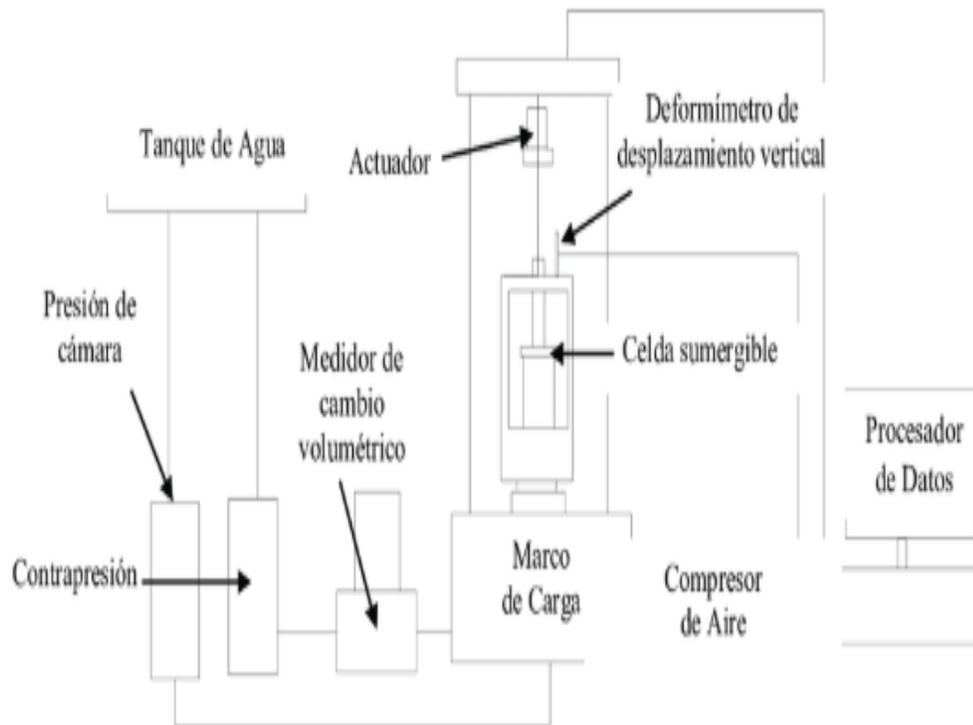
Permeabilidad

Drenaje

2.2.4.13. Descripción del equipo triaxial

El ensayo triaxial tiene los siguientes equipos:

Figura 15 Descripción de equipo triaxial



Fuente: Manual de ensayo de laboratorio de suelos del triaxial

2.2.5. Capacidad soporte del C.B.R.

El ensayo CBR mide la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo y para poder evaluar la calidad del terreno para sub-rasante, sub-base y base de pavimentos.

Este es uno de los parámetros necesarios obtenidos en los estudios geotécnicos previos a la construcción, como también lo son el ensayo Proctor y los análisis granulométricos del terreno.

(Díaz A. M., laboratorio de suelos – UAJMS)

2.2.5.1. Objetivos del CBR

El objetivo central de la práctica es el de conocer cuál es la relación entre la penetración que se realiza a un suelo y la capacidad de soporte del mismo, considerando como material de referencia a la piedra triturada.

(Díaz A. M., laboratorio de suelos – UAJMS)

2.2.6. Principales tipos de suelos

Podemos definir el suelo, como cualquier material compuesto de distintas partículas sólidas, con la inclusión de gases y líquidos.

Para su identificación todos los suelos pueden agruparse en cinco tipos básicos: Grava, arena, limo, arcilla y materia orgánica.

En la naturaleza los suelos no se presentan separados como tipo base, sino que se encuentran como compuestos.

Grava: Está formado por grandes granos minerales, que según la serie Standard Americana, tendrá diámetros entre 76.2 mm (tamiz 3”) y 4.75 mm (tamiz N° 4).

Arena: Se compone de partículas minerales, que varían de 4.75 mm (tamiz N° 4) a 0.076 mm (tamiz N° 200).

Limo: Consiste en partículas minerales naturales, más pequeñas y varían de 0.076 mm (tamiz N° 200) a un diámetro mayor a 0.002 mm.

Arcilla: Contiene partículas de tamaño coloidal que producen plasticidad en el suelo. Tienen un diámetro menor a 0.002 mm.

(Díaz A. M., Laboratorio de suelos – UAJMS)

2.2.7. Granulometría de suelos

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.

Esto se realiza con ayuda de un juego de mallas, que tienen un tamaño graduado establecido por las normas 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 una escala demasiado grande.

(Díaz A. M., laboratorio de suelos – UAJMS)

2.2.7.1. Objetivo de granulometría

Es obtener el porcentaje de material que pasa en cada tamiz, para luego graficar una curva granulométrica y así tener una visión de la distribución del tamaño de los granos presentes en una masa de suelo.

(Díaz A. M., laboratorio de suelos – UAJMS)

2.2.8. Límites de Atterberg – plasticidad

Los límites de Atterberg, límites de plasticidad o límites de consistencia, se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos, aunque su comportamiento varía a lo largo del tiempo. El nombre de estos es debido al científico sueco Albert Mauritz Atterberg (1846-1916).

Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir cuatro estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco, va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico y, finalmente, líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

(Díaz A. M., laboratorio de suelos – UAJMS)

2.2.8.1. Material elástico

Se deforma bajo la acción de una fuerza, pero recupera su forma original.

2.2.8.2. Material plástico

Se deforma bajo la acción de una fuerza, pero al contrario del material elástico, este no recupera su forma original.

Dentro de la mecánica de suelos, se concibe lo siguiente para determinar donde se presenta la plasticidad.

(Díaz A. M., laboratorio de suelos – UAJMS)

2.2.8.3. Suelos

Plásticos (suelos finos, arcillas)

No plásticos (suelos gruesos, gravas y arenas).

Un agente importante para que se produzca la plasticidad, es el contenido de humedad con que cuenta el suelo.

(Díaz A. M., laboratorio de suelos – UAJMS)

2.2.8.4. Suelos cohesivos y no cohesivos

Cuando existe una atracción entre partículas y cuando interactúa el agua con el suelo, produciendo una masa que permanece unida y se deforma plásticamente para diferentes contenidos de humedad, entonces se llaman suelos cohesivos.

Cuando ocurre todo lo contrario a lo que se menciona en el anterior párrafo, estamos hablando de los suelos no cohesivos.

Ejemplo de suelos cohesivos y no cohesivos.

Arcilla: Cohesivo

Grava: No cohesivo.

Arena: No cohesivo

No existe una línea divisoria entre los suelos cohesivos y no cohesivos.

(Díaz A. M., laboratorio de suelos – UAJMS)

2.2.8.5. Límite líquido

Es un contenido de humedad (%), que presenta un suelo cuando a los 25 golpes del aparato de Casagrande, se cierra la abertura hecha con un ranurador que se encuentra normalizado.

(Díaz A. M., laboratorio de suelos – UAJMS)

Figura 16 Aparato Casagrande para determinar limite líquido



Fuente: Laboratorio de suelos UAJMS

2.2.8.6. Límite plástico

Es un contenido de humedad (%), que tiene el suelo cuando el mismo empieza a producir grietas y desmoronamientos, al construir con la mano pequeños cilindros de 3 mm de diámetro.

(Díaz A. M., laboratorio de suelos – UAJMS)

Figura 17 Ejemplo de limite plástico en laboratorio



Fuente: Laboratorio de suelos UAJMS

2.2.9. Compactación modificada

El propósito de un ensayo de compactación en laboratorio es determinar la curva de compactación para una determinada energía de compactación. Esta curva considera en abscisas el contenido de humedad y en ordenadas la densidad seca. A partir de ella, se podrá obtener la humedad llamada óptima, que es la que corresponde a la densidad máxima.

Con estos resultados se podrá determinar la cantidad de agua de amasado a usar cuando se compacta el suelo en terreno para obtener la máxima densidad seca para una determinada energía de compactación. Para cumplir este propósito, un ensaye de laboratorio debe considerar un tipo de compactación similar a la desarrollada en terreno con los equipos de compactación a especificar.

(Díaz A. M., laboratorio de suelos – UAJMS)

2.2.9.1. Objetivo de compactación

Se realizará la compactación con el Proctor modificado, sabiendo disponer las humedades adecuadas, para que el suelo forme una curva de compactación que relacione densidades con humedades y obtener los valores máximos que serán referenciales en el control de calidad para la compactación en obra.

(Díaz A. M., laboratorio de suelos – UAJMS)

2.3. Marco Normativo

Tabla 6 Marco normativo

Parámetro	Norma
Conservación y transporte de muestras de suelos	ASTM D4220
Contenido de humedad	ASTM D2216
Análisis granulométrico método lavado	ASTM D4222 y AASHTO T88
Determinación del límite líquido de los suelos	ASTM D318; AASTHO T89
Determinación del límite plástico e índice de plasticidad	ASTM D4318; AASTHO 90
Preparación en laboratorio de mezclas de suelo-cal empleando una mezcladora mecánica	ASTM D3155G
Compactación Proctor modificado	ASTM D-1557 y AASHTO T-180
Ensayo C.B.R.	ASTM D-1883, AASHTO T-193
Ensayo triaxial U.U.	ASTM D 2850-95

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III

CARACTERIZACIÓN DE LAS ARCILLAS

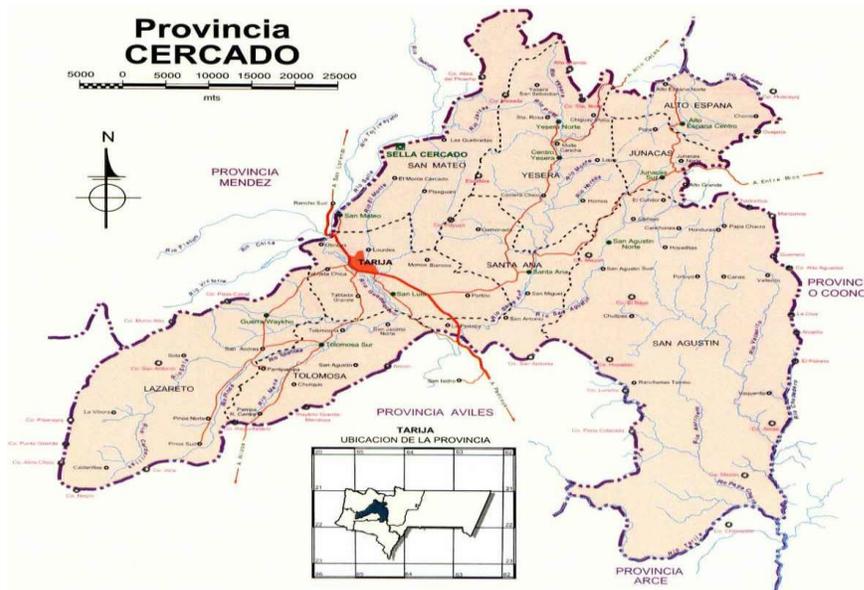
CAPÍTULO III

CARACTERIZACIÓN DE LAS ARCILLAS

3.1. Ubicación de las zonas de extracción

El presente proyecto se lo realizara con muestras extraídas del Departamento de Tarija, más propiamente de su provincia Cercado, de sus diferentes zonas y barrios.

Figura 18 Mapa de la provincia Cercado Tarija



Fuente: <http://cultj.blogspot.com/2014/09/Bolivia.html>

Gran parte de la provincia Cercado está compuesta de arcillas, suelo que es predominante en todos sus barrios, debido a esto se hace necesario la recolección de muestra de diferentes barrios para así asegurarse de poder encontrar el suelo deseado.

Para aumentar la probabilidad de encontrar el tipo de suelo deseado se hizo uso de otros proyectos de grado de años pasados donde también se trabajó con arcillas y mencionan algunas zonas o barrios de donde se presume exista el tipo de suelo buscado (CL clasificación SUCS).

3.1.1. Coordenadas geográficas y UTM de las zonas de extracción de muestras

Para la caracterización del suelo a continuación, se presentan una tabla donde indica los lugares de extracción de muestra para ser ensayados en el laboratorio y determinar su caracterización y verificar cuál de ellos cumple con los requisitos indicados en el perfil del proyecto.

Tabla 7 Coordenadas geográficas y UTM de los diez puntos de suelos de Tarija

N°	Zona	Coordenadas geográficas		Coordenadas UTM	
		O	S	E (m.s.n.m.)	N(m.s.n.m.)
1	Cerámica Incertar M1	64°45'15.99"	21°30'2.51"	318257.00	7621417.00
2	Cerámica Incertar M2	64°45'18.98"	21°30'2.16"	318171.00	7621427.00
3	Los Chapacos	64°44'13.41"	21°30'16.92"	320063.00	7620994.00
4	Nueva Terminal M2	64°40'11.65"	21°33'30.81"	327085.00	7615107.00
5	Nueva Terminal M1	64°40'7.71"	21°33'23.92"	327196.00	7615320.00
6	Pampa Galana	64°42'12.23"	21°31'20.18"	323269.00	7618835.00
7	Pampa Galana M2	64°42'22.85"	21°31'28.26"	323572.00	7619087.00
8	San Blas M1	64°43'29.97"	21°34'1.92"	321390.00	7614088.00
9	San Blas M2	64°43'37.76"	21°34'26.07"	321174.00	7613343.00
10	San Salvador	64°43'5.46"	21°31'1.52"	322034.00	7619644.00

Fuente: Elaboración propia

Mapa satelital de la zona de extracción de muestras de suelo

Fotografía 2 Cerámica Incertar M1



Fuente: Elaboración propia

La fotografía 3 que se muestra es la de fábrica Incertar, dentro de sus instalaciones existe grandes acopios de suelo en especial suelos finos CL.

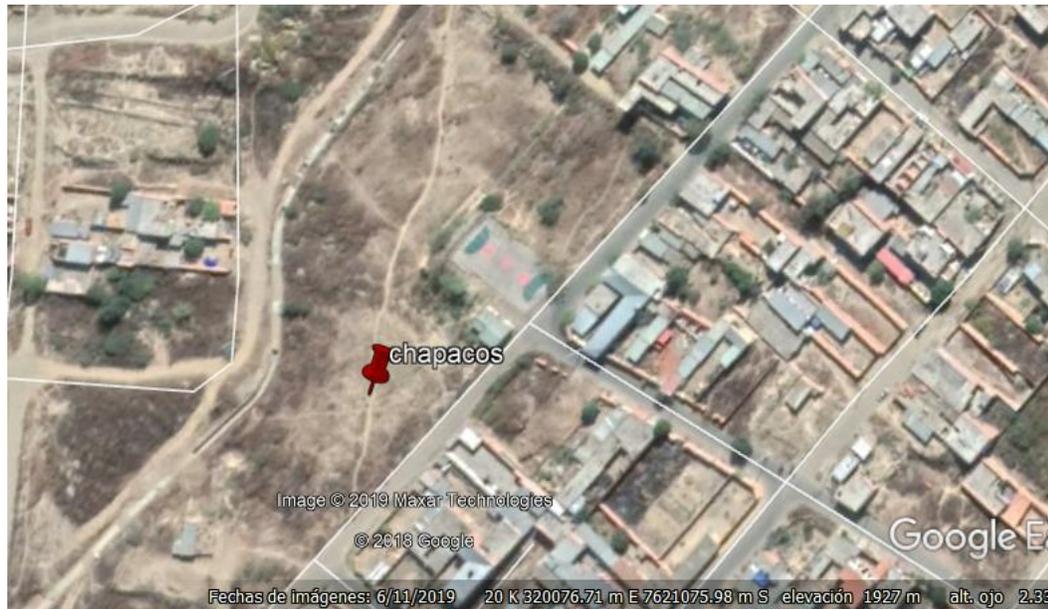
Fotografía 3 Cerámica Incertar M2



Fuente: Elaboración propia

La fotografía 4 que se muestra es también uno de los muchos acopios de suelos CL para luego la fabricación de cerámica.

Fotografía 4 Los Chapacos



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 5 es una muestra de barrio Los Chapacos, con coordenadas ya mencionadas en la tabla 7, específicamente al lado de la cancha poli funcional.

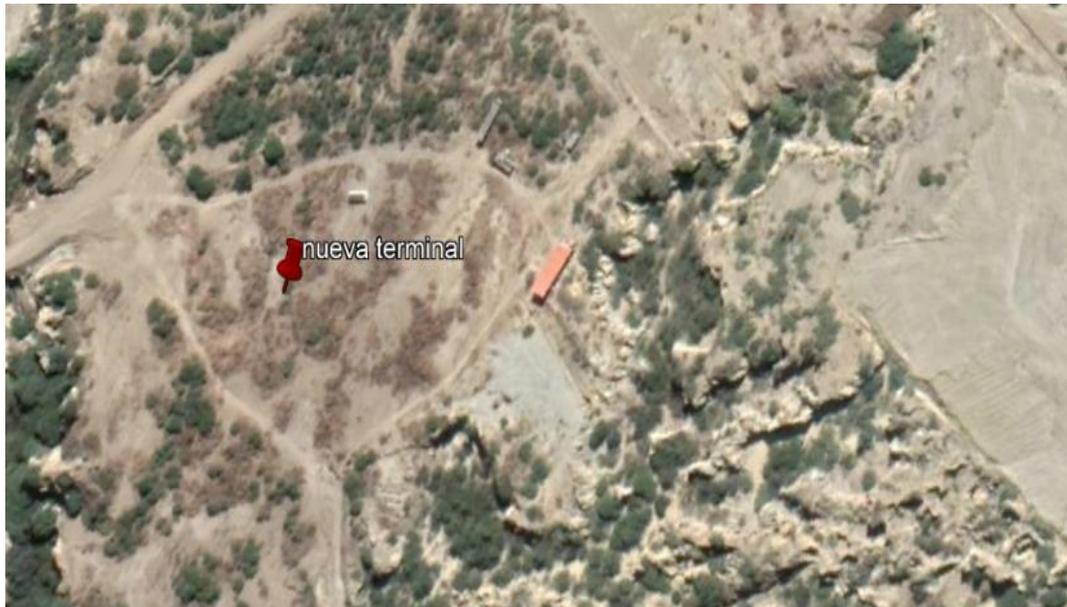
Fotografía 5 Nueva Terminal M2



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 6 de la Nueva Terminal muestra dos con coordenadas ya mencionadas en la tabla 7.

Fotografía 6 Nueva Terminal M1



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 7 de la Nueva Terminal muestra uno con coordenadas ya mencionadas en la tabla 7.

Fotografía 7 Pampa Galana M2



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 8 de la comunidad Pampa Galana, con coordenadas ya mencionadas en la tabla 7. Específicamente al comienzo del barrio o al final de la av. Gamoneda.

Fotografía 8 Pampa Galana M1



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 9 de la comunidad Pampa Galana, con coordenadas ya mencionadas en la tabla 7. Específicamente hay un corte por maquinaria.

Fotografía 9 San Blas M1



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 10 de la comunidad de San Blas, con coordenadas ya mencionadas en la tabla 7, es a 100 metros de la ruta.

Fotografía 10 San Blas M2



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 11 de la comunidad de San Blas, con coordenadas ya mencionadas en la tabla 7, es a 80 metros de la ruta.

Fotografía 11 San salvador



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 12 del barrio San Salvador, con coordenadas ya mencionadas en la tabla 7, es a 40 metros de la ruta al Chaco y 200 metros del letrero de barrio.

3.2. Criterios de muestreo

3.2.1. Selección de la técnica de muestreo

Para el presente proyecto, el método, para determinar el tamaño de muestra, será un método probabilístico: El muestreo estratificado consiste en dividir el proyecto en partes o sub estratos, en nuestro caso son los diferentes tipos de ensayos que se realizará para llegar a nuestro objetivo.

3.2.2. Tamaño de muestra

3.2.3. Datos para el cálculo del tamaño de muestra

Tabla 8 Datos para el cálculo del tamaño de muestra

Datos para el cálculo	
Confiabilidad	95 %
Margen de error	5 %
Distribución normal “z”	1,96
Desviación estándar	0,10

Fuente: Elaboración propia

3.2.4. Números de ensayos

Tabla 9 Numero de ensayos realizados en el presente proyecto

N°	Etapas	Ensayo	Ni
1	Caracterización	Contenido de humedad	10
2		Granulometría	10
3		Límites	10
4		Ensayo estabilizando el suelo	3
5		Compactación	13
6	Pruebas y resultado	CBR	13
7		Triaxial U.U.	18

Fuente: Elaboración propia

3.3. Caracterización del suelo

3.3.1. Desarrollo o diseño

El suelo requerido para el desarrollo de este trabajo de graduación y para el cual se busca la proporción suelo-cal es finos porque se pueden estabilizar A-4, A-6 y A-7 (clasificación AASTHO).

Para tal motivo se identificó varios lugares donde se presume existe este tipo de suelo. En base a las normas y especificaciones de los ensayos antes mencionados, a continuación, se presenta una guía paso a paso del proceso seguido para analizar los materiales que conformaran la mezcla suelo-cal, y el procedimiento realizado, para encontrar la dosificación adecuada de cal para lograr la estabilización del suelo en estudio.

El ensayo triaxial U.U. es usualmente llevado a cabo sobre especímenes de arcilla, enmarcando la realización del ensayo dentro del concepto de resistencia para suelos cohesivos saturados, en donde se expresan los resultados en términos de esfuerzos totales. La envolvente de falla para los criterios de Mohr del esfuerzo total se convierte en una línea horizontal, con una condición de $\phi = 0^\circ$ (ángulo de fricción) y $\tau_f = C_u$, siendo C_u la resistencia al cortante no drenada, la cual es igual al radio de los círculos de Mohr.

3.3.2. Exploración de suelo y técnicas de muestreo (normas ASTM D4220 y AASHTO T248)

El muestreo de suelo objeto de estudio, conforme a la norma ASTM D4220 y AASHTO T 248 (para mayor información consultar norma).

El muestreo es igualmente importante como cualquier otro ensayo, y por lo cual el encargado de realizarlo tendrá mucho cuidado para obtener muestras que exhiban la naturaleza y condición de los suelos que representan.

Fotografía 12 Extracción de muestra zona Los Chapacos



Fuente: Elaboración propia

Metodología de muestra a cielo abierto

El método de la extracción de la muestra de suelo de pozo a cielo abierto es el más satisfactorio, para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Desgraciadamente este tipo de excavaciones no puede llevarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye grandemente en los alcances del método en sí.

Deben cuidarse especialmente los criterios, para distinguir la naturaleza del suelo “in situ” y la misma, modificada por la excavación realizada. En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas e inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas empara finadas. Las muestras inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una pared que se practique al efecto en la pared del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y parafina.

Fotografía 13 Muestras de suelo en bolsas



Fuente: Elaboración propia

Las muestras en bolsa se toman con pala u otra herramienta de mano conveniente y se colocan en bolsas sin tratar de mantener el suelo en condición inalterada.

En las bolsas introducir material suficiente para realizar todos los ensayos de laboratorio, la cantidad de suelo a extraer para realizar su caracterización en laboratorio será de 50kg.

Fotografía 14 Taludes de suelos y terrones de arcilla



Fuente: Elaboración propia

3.3.3. Determinación de los límites de Atterberg

Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir cuatro estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco, va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico y, finalmente, líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

Material y equipo

Aparato de límite líquido (copa de Casagrande)

Ranurador

Balanza con precisión de 0,01g

Recipiente para mezclado y almacenamiento (taras)

Espátula

Tamiz N° 40

Horno de secado

Placa de vidrio

Vidrio reloj

Procedimiento

Preparación de la muestra

Obtenga una cantidad representativa de la muestra total del suelo, la cual debe estar completamente seca para que los terrones puedan pulverizarse con facilidad y poder obtener un espécimen de suelo de 250 g después de tamizado, para luego obtener el límite líquido de la muestra, que es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico, en base a la norma ASTM D 4318-00, (Para mayor información consultar norma), valor que servirá para clasificar el suelo.

Fotografía 15 Preparación de muestra para el ensayo de límite líquido



Fuente: Elaboración propia

El procedimiento que se lleva a cabo para realizar el ensayo será el que se describe a continuación

Se pulverizó la muestra de suelo seco con un mortero y un pistilo, teniendo cuidado de no quebrar las partículas para hacerlas pasar por la malla N° 40.

Tamizar el material por la malla N° 40 ($425\mu\text{m}$, agitando el tamiz con la mano para asegurar la separación completa de la fracción más fina.

El material que no pasa la malla N° 40 es regresado al mortero y se repiten los procesos de pulverizado y cribado hasta que la mayoría del material fino haya sido disgregado y el material retenido consista en granos individuales para poder obtener una muestra de 250g de peso.

Una vez obtenida la cantidad requerida de material para realizar el ensayo coloque la muestra en un plato y agregue agua con un recipiente para poder hidratar por completo la muestra de suelo, mezcle bien la muestra con una espátula.

3.4.3.1. Límite líquido (ASTM D423-72)

Se mezcla bien el material hidratado, inmediatamente antes de iniciar el ensayo.

Tomar con la espátula una porción de suelo y colóquela en la copa de latón del dispositivo de casa grande, distribuyéndola con el menor número de golpes de espátula posibles, hasta que se obtenga un espesor de aproximadamente 10 mm como máximo y se deje nivelada la superficie en un plano horizontal.

El suelo remanente se devuelve al plato, luego se divide la masa del suelo de la copa de Casagrande utilizando un ranurador, trazando una línea del punto más alto al punto más

bajo en el borde de la copa, cuando haga la ranura, sostenga el acanalador contra la superficie de la copa de latón haciendo un movimiento circular de adelante hacia atrás. Manteniéndolo perpendicular a la superficie de la copa de Casagrande durante todo el movimiento.

Fotografía 16 Equipo Casagrande más muestra



Fuente: Elaboración propia

Se levanta y deja caer la copa por medio de una manivela a una frecuencia de 1,9 a 2,1 caídas por segundo, hasta que las dos mitades del suelo al dar los golpes se unan en el fondo de la ranura, una distancia de 13mm (1/2 pulg.)

Para obtener el valor del límite líquido plotee la relación entre el contenido de agua (%w) y el número correspondiente de golpes de la copa en un gráfico. El contenido de agua en

las ordenadas (Y), y el número de golpes en las abscisas (X). Luego dibuje la mejor línea recta para unir lo mejor posible los tres o más puntos ploteados.

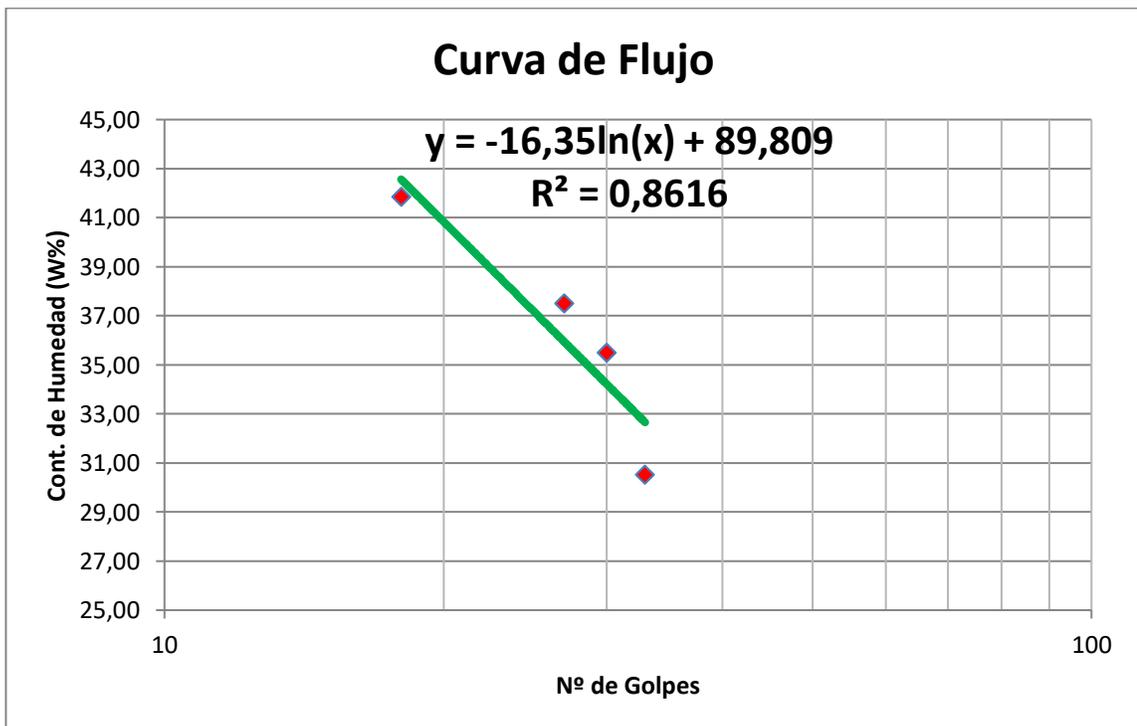
Tome el contenido de agua de la intersección de la línea de las abscisas correspondiente a 25 golpes con la línea que une la dispersión de los valores registrados que se proyecta hasta cortar con una línea horizontal a las ordenadas como el límite líquido.

Tabla 10 Limite liquido muestra Nueva Terminal M1

Número de cápsula		1D	2D	3D	4D
Número de golpes		18	27	30	33
Peso suelo húmedo + cáp.	gr	36,20	46,10	48,00	49,50
Peso suelo seco + cáp.	gr	30,30	37,70	40,90	42,25
Peso del agua	gr	5,90	8,40	7,10	7,25
Peso de la cápsula	gr	16,20	15,30	20,90	18,50
Peso del suelo seco	gr	14,10	22,40	20,00	23,75
Contenido de humedad	%	41,84	37,50	35,50	30,53

Fuente: Elaboración propia

Figura 19 Curva de flujo muestra Nueva Terminal M1



Fuente: Elaboración propia

3.4.3.2. Límite plástico (ASTM D424 – 72)

Seleccione 20g o más del espécimen de suelo preparado para el ensayo de límite líquido o del suelo restante de dicho ensayo. Luego reduzca el contenido de humedad del suelo hasta que posea una consistencia en la cual pueda rolarse sin adherirse a las manos cuando sea extendido o se mezcle continuamente en una superficie plana y horizontal.

Seleccione una porción de suelo de la muestra de 20g que se tomó anteriormente para formar una pasta elipsoidal. Luego rolé esta masa de suelo colocándola entre la palma de la mano o los dedos y una superficie horizontal lisa con suficiente presión, hasta hacer un hilo de diámetro uniforme de aproximadamente 3 mm a lo largo de su longitud en un lapso de tiempo máximo de 2 minutos.

Fotografía 17 Ensayo de limite plástico



Fuente: Elaboración propia

Cuando haya alcanzado el diámetro requerido del hilo de suelo, desmenuce está en varias porciones. Seguidamente junte las porciones y amáselas de nuevo hasta darles una forma aproximadamente elipsoidal. Rolé el suelo nuevamente hasta que el hilo sea de un diámetro de 3mm y repita todo el proceso anterior hasta que aparezcan grietas en el o se quiebre bajo presión del amasado y ya no sea posible formarlo de nuevo.

Determine la masa del suelo con el recipiente y regístrelas en la hoja de datos correspondiente. El proceso se repite hasta que en el recipiente haya por lo menos 6g de suelo. Luego se registra la masa del recipiente con el suelo húmedo y se determina posteriormente el contenido de humedad del suelo en el recipiente, de acuerdo con el método ASTM D 2216.

Tabla 11 Limite plástico muestra Nueva Terminal M1

Ensayo limite plástico				
Número de cápsula		5D	6D	7D
Peso suelo húmedo + cápsula	gr	20,40	19,50	15,00
Peso suelo seco + cápsula	gr	19,70	18,80	14,56
Peso del agua	gr	0,70	0,70	0,44
Peso de la cápsula	gr	16,50	16,10	12,60
Peso del suelo seco	gr	3,20	2,70	1,96
Contenido de humedad	%	21,88	25,93	22,45

Fuente: Elaboración propia

Observación: El límite plástico según nuestros resultados de la muestra Nueva Terminal se puede observar que hay un límite plástico de 25.93% muy disperso a los demás, por lo tanto, no lo tomamos en cuenta en la tabla resumen.

3.4.3.3. Índice de plasticidad

El índice de plasticidad de un suelo es el rango en el contenido de agua, expresado como porcentaje de la masa de suelo secada en horno, dentro del cual el material se encuentra en un estado plástico; siendo la diferencia numérica entre el límite líquido y límite plástico del suelo. Para los suelos objeto de estudio se obtuvo el siguiente resultado:

Tabla 12 Resumen resultados de limites

Procedencia	Limite liquido (LL)%	Limite plástico (LP)%	Índice plasticidad (IP)%
Fábrica Incertar M1	42,08	20,49	21,6
Fábrica Incertar M2	41,22	19,99	21,23
Los Chapacos	37,04	22,97	14,07
Nueva Terminal M1	34,88	23,19	11,69
Nueva Terminal M2	37,18	22,17	15,01
Pampa Galana M1	34,35	21,63	12,73
Pampa Galana M2	37,58	18,72	18,86
San Blas M1	37,93	21,04	16,89
San Blas M2	35,51	21,68	13,82
San Salvador	36,95	21,36	15,58

Fuente: Elaboración propia

3.4.4. Granulometría de suelos por método lavado ASTM D4222 y AASHTO T88

Se denomina clasificación granulométrica o 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

Equipo necesario

Serie de tamices (N°10, N°40, N°200)

Balanza de 0,1 y 0,01 gramos de precisión

Bandejas

Procedimiento

Este procedimiento cubre la determinación de la cantidad de material más fino que el tamiz de 75µm (N° 200) en suelo por lavado en base a la norma AASHTO T 11-99 (Para mayor información consultar norma). Partículas de arcilla y otras partículas de agregado que se dispersan por el agua de lavado, así como materiales solubles en agua, pueden ser removidas del suelo durante este ensayo.

Secar la muestra de ensayo hasta alcanzar una masa constante, a una temperatura de 110 ± 5 ° C (230 ± 9 ° F). Determinar la masa con una precisión del 0,1 por ciento de la masa de la muestra de ensayo.

Después de secar y determinar la masa, colocar la muestra de ensayo en la bandeja y agregar suficiente agua para cubrirla. Ningún detergente, agente dispersante, u otra sustancia se añadirá al agua. Agitar la muestra con suficiente vigor para que haya una separación completa de todas las partículas más finas que el tamiz de 75-µm (N° 200) de las partículas más gruesas, y que el material fino quede en suspensión. El uso de una cuchara grande u otra herramienta similar para revolver y agitar el suelo en el agua de lavado tiene resultados satisfactorios. Inmediatamente vierta el agua de lavado conteniendo los sólidos suspendidos y disuelva sobre el tamiz N° 200.

Fotografía 18 Muestra para ensayo de granulometría método de lavado



Fuente: Elaboración propia

Añada una segunda cantidad de agua a la muestra en el recipiente, agitar, y decantar como antes. Repetir esta operación hasta que el agua de lavado salga clara.

Fotografía 19 Lavado de muestra



Fuente: Elaboración propia

Regresar todo el suelo retenido en el tamiz N° 200, limpiando con un chorro de agua la muestra lavada. Secar el suelo lavado hasta obtener masa constante a una temperatura de 110 ± 5 ° C (230 ± 9 ° F) y determinar la masa con una precisión del 0,1 por ciento de la masa original de la muestra.

Se debe tamizar los suelos por las mallas 10, 40 y 200 y sacar sus respectivos pesos para generar la granulometría.

Fotografía 20 Secado, tamizado y pesado de muestra



Fuente: Elaboración propia

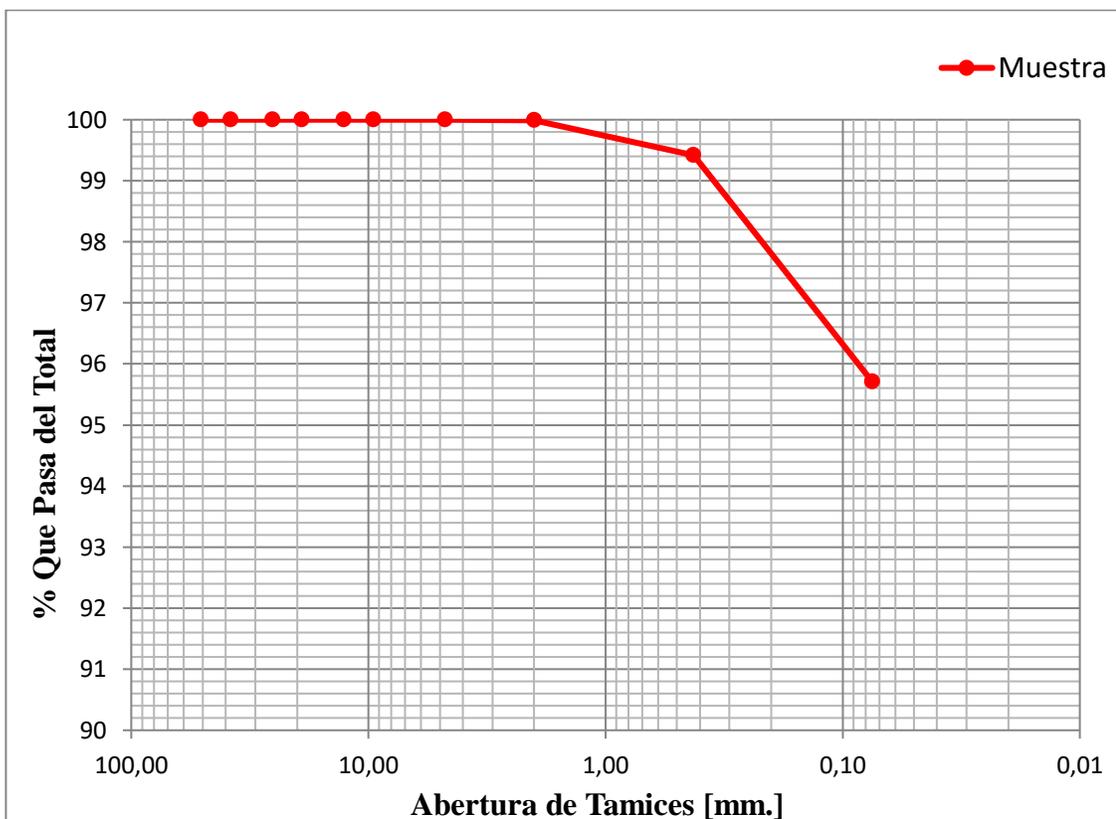
Los resultados obtenidos en la realización de este ensayo utilizando agua de chorro para, el suelo en estudio de características finas y cohesivas, son los que a continuación se presentan:

Tabla 13 Análisis de tamices de la muestra Nueva Terminal M1

Análisis de tamices del suelo Nueva Terminal M1					
Tamices	Tamaño (mm.)	Peso Retenido (grs.)	Retenido Acumulado		% que pasa del total
			(grs.)	(%)	
2"	50,80	0,00	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	38,10	0,00	0,00	0,00	100,00
1"	25,40	0,00	0,00	0,00	100,00
3/4"	19,05	0,00	0,00	0,00	100,00
1/2"	12,70	0,00	0,00	0,00	100,00
3/8"	9,53	0,00	0,00	0,00	100,00
Nº 4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
Nº 10	2,00	0,10	0,10	0,01	99,99
Nº 40	0,43	8,00	8,10	0,58	99,42
Nº 200	0,07	51,60	59,70	4,29	95,71

Fuente: Elaboración propia

Figura 20 Curva granulométrica de la muestra Nueva Terminal M1



Fuente: Elaboración propia

Tabla 14 Resumen resultados de granulometría de suelos

Nombre	Pasa N°10	Pasa N°40	Pasa N°200	I.G.
Fábrica Incertar M1	99,77	99,43	80,44	17
Fábrica Incertar M2	99,87	99,73	79,95	17
Los Chapacos	99,86	99,07	95,14	15
Nueva Terminal M2	100,00	99,61	96,61	13
Nueva Terminal M1	99,99	99,42	95,71	15
Pampa Galana M2	99,79	98,87	94,85	13
Pampa Galana M1	100,00	98,06	96,56	19
San Blas M1	99,93	99,28	95,73	17
San Blas M2	99,93	97,85	96,18	14
San Salvador	100,00	99,61	96,82	16

Fuente: Elaboración propia

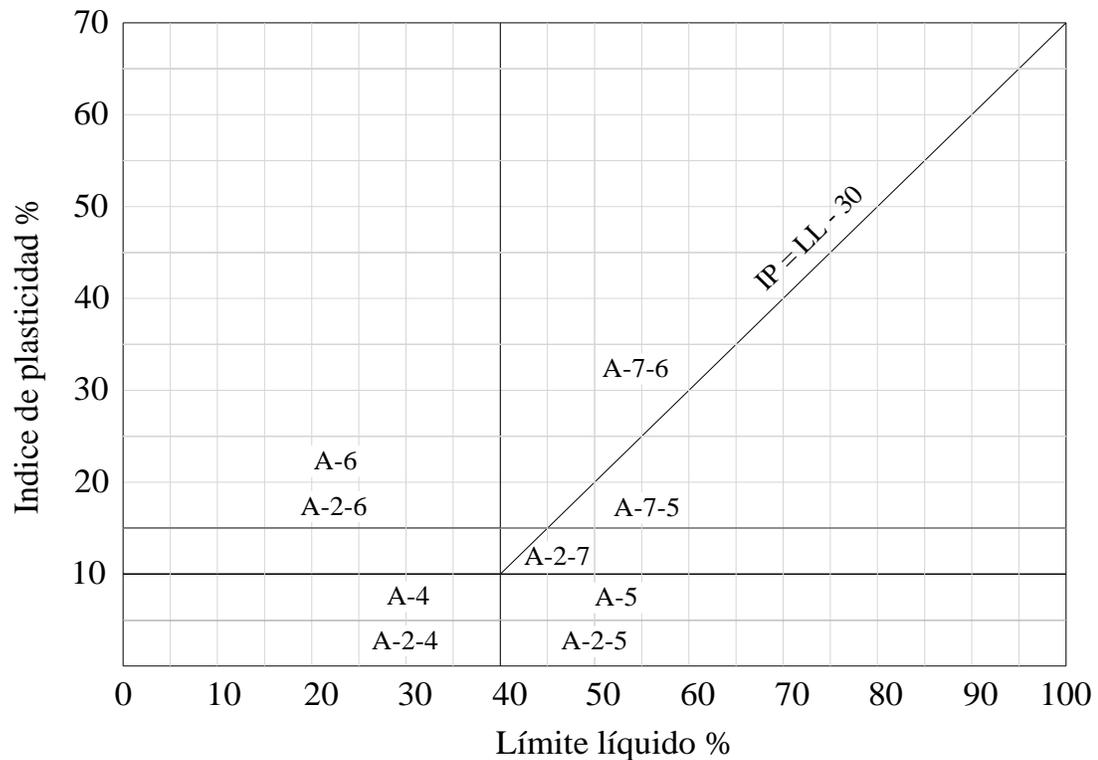
3.4.5. Clasificación de suelos AASHTO M 145-91 y ASTM D 2487

Una vez que se tiene una muestra representativa del material selecto, se procede a clasificar el suelo, en base a la norma AASHTO M 145-91(2000) (Para mayor información consultar norma), y también por la clasificación SUCS en base a la norma ASTM D 2487

3.4.5.1. Clasificación de suelos por método AASHTO M 145-91(2000)

Se describe un procedimiento para clasificar los suelos en siete grupos, basada en datos de laboratorio y determinación de la distribución del tamaño de partículas, límite líquido, e índice de plasticidad. La evaluación de los suelos dentro de cada grupo se realiza por medio de un "índice de grupo," que es un valor calculado a partir de una fórmula empírica.

Figura 21 Carta de plasticidad de AASHTO



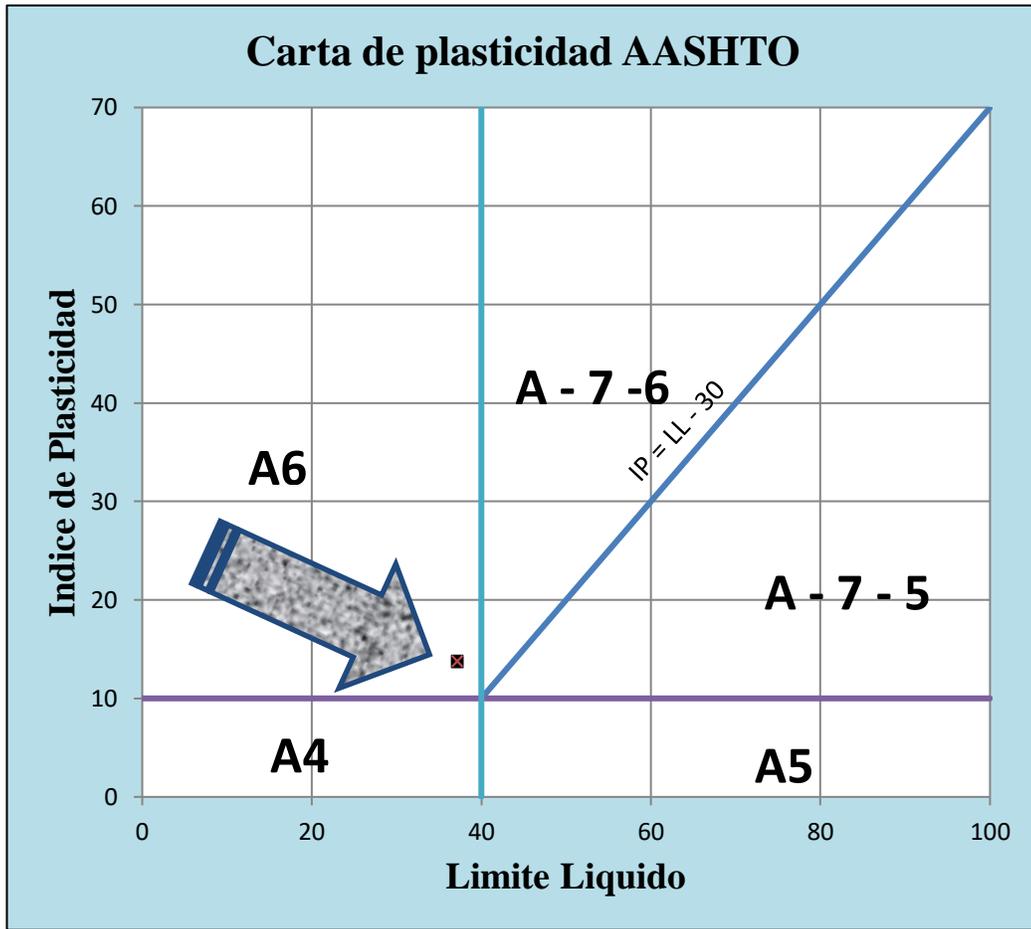
Fuente: Elaboración propia

Tabla 15 AASHTO

Clasificación general	Materiales limo – arcilla			
	Más del 35% del total de la muestra pasa por el tamiz N° 200			
Clasificación de grupo	A-4	A-5	A-6	A - 7 A - 7 - 5 ^a A - 7- 6 ^b
Análisis por tamices (porcentaje que pasa por el tamiz N° 200 (0.075 mm.))	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características de fracción que pasa por N° 40 (0.425 mm.)				
Límite líquido	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 min	11 min.
Tipos de materiales constituyentes significativos	Suelos limoso		Suelo arcillo	
Relación general como subgrado	Regular a pobre			
^a Para A-7-5, $I_P \leq L_L - 30$ ^b Para A-7-6, $I_P > L_L - 30$				

Fuente: Laboratorio de UAJMS

Figura 22 Clasificación por carta de plasticidad AASHTO muestra Nueva Terminal M1



Fuente: Elaboración propia

3.4.5.2. Clasificación de suelos por el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) ASTM D 2487

La clasificación del suelo de acuerdo al SUCS (sistema unificado de clasificación de suelos) ASTM D 2487-00 (Para mayor información consultar norma), basa la clasificación de los suelos para propósitos ingenieriles; mediante el análisis de diferentes parámetros como lo son el límite líquido e índice de plasticidad.

A continuación, se presentan un ejemplo de la clasificación de suelos por el método SUCS para muestras de suelo extraídas:

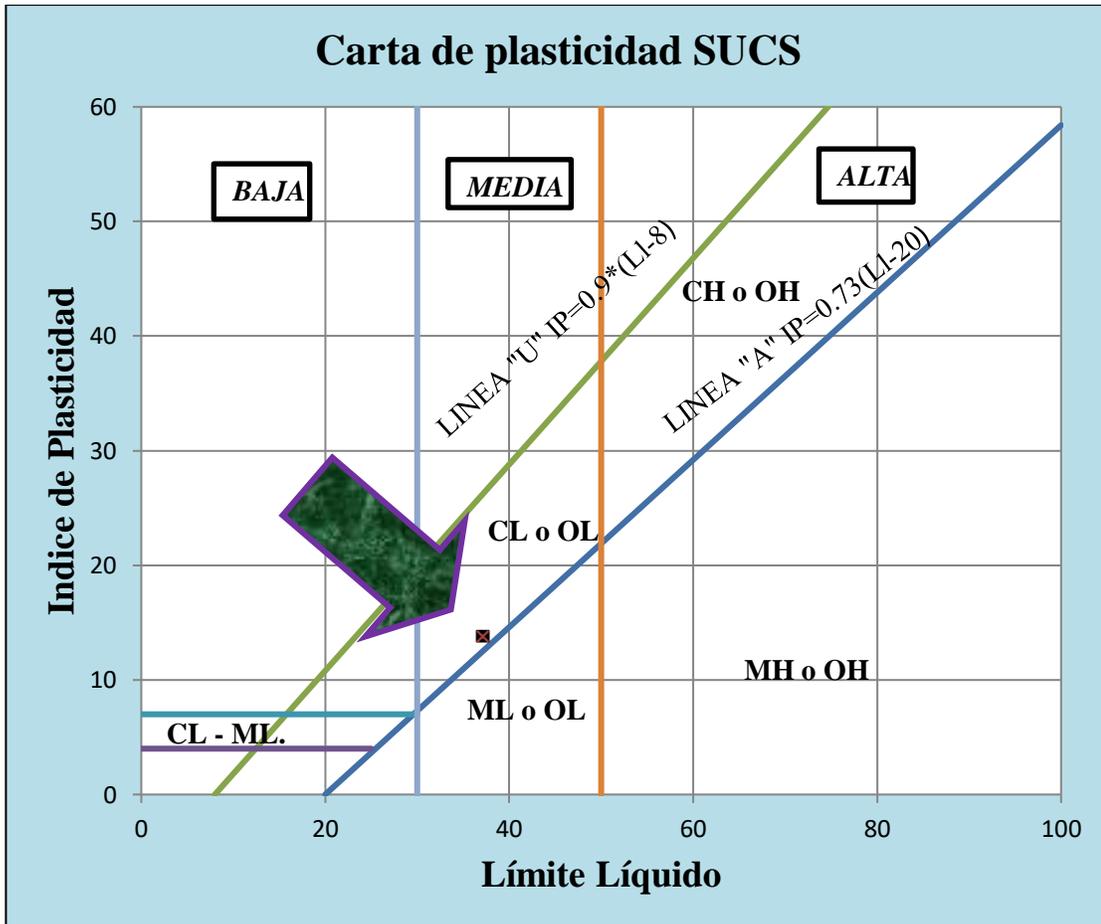
Tabla 16 Ejemplo de clasificación de suelos método SUCS

Símbolo de grupo	R ₂₀₀	SF/GF	GF	SF	Nombre de grupo
CL					Arcilla magra
	15 a 29	≥1			Arcilla magra con arena
		<1			Arcilla magra con grava
	≥30	≥1	<15		Arcilla magra arenosa
		≥1	≥15		Arcilla magra arenosa con grava
		<1		<15	Arcilla magra gravosa
		<1		≥15	Arcilla magra gravosa con arena
ML	<15				Limo
	15 a 29	≥1			Limo con arena
		<1			Limo con grava
	≥30	≥1	<15		Limo arenoso
		≥1	≥15		Limo arenoso con grava
		<1		<15	Limo gravoso
		<1		≥15	Limo gravoso con arena
CL-ML	<15				Arcilla limosa
	15 a 29	≥1			Arcilla limosa con arena
		<1			Arcilla limosa con grava
	≥30	≥1	<15		Arcilla limosa arenosa
		≥1	≥15		Arcilla limosa arenosa con grava
		<1		<15	Arcilla limosa gravosa
		<1		≥15	Arcilla limosa gravosa con arena
CH	<15				Arcilla grasa
	15 a 29	≥1			Arcilla grasa con arena
		<1			Arcilla grasa con grava
	≥30	≥1	<15		Arcilla grasa arenosa
		≥1	≥15		Arcilla grasa arenosa con grava
		<1		<15	Arcilla grasa gravosa
		<1		≥15	Arcilla grasa gravosa con arena
MH	<15				Limo elástico
	15 a 29	≥1			Limo elástico con arena
		<1			Limo elástico con grava
	≥30	≥1	<15		Limo elástico arenoso
		≥1	≥15		Limo elástico arenoso con grava
		<1		<15	Limo elástico gravoso
		<1		≥15	Limo elástico gravoso con arena

Nota: R_{200} = porcentaje de suelo retenido sobre el tamiz No. 200; fracción de arena = porcentaje del suelo que pasa el tamiz N° 4 pero retenidos sobre el tamiz N° 200 = $R_{200} - R_4$; fracción de grava = porcentaje del suelo que pasa el tamiz de 3-in. pero retenido sobre el tamiz No. 4 = R_4 .

Fuente: Laboratorio de suelos UAJMS

Figura 23 Clasificación por carta de plasticidad SUCS muestra Nueva Terminal M1



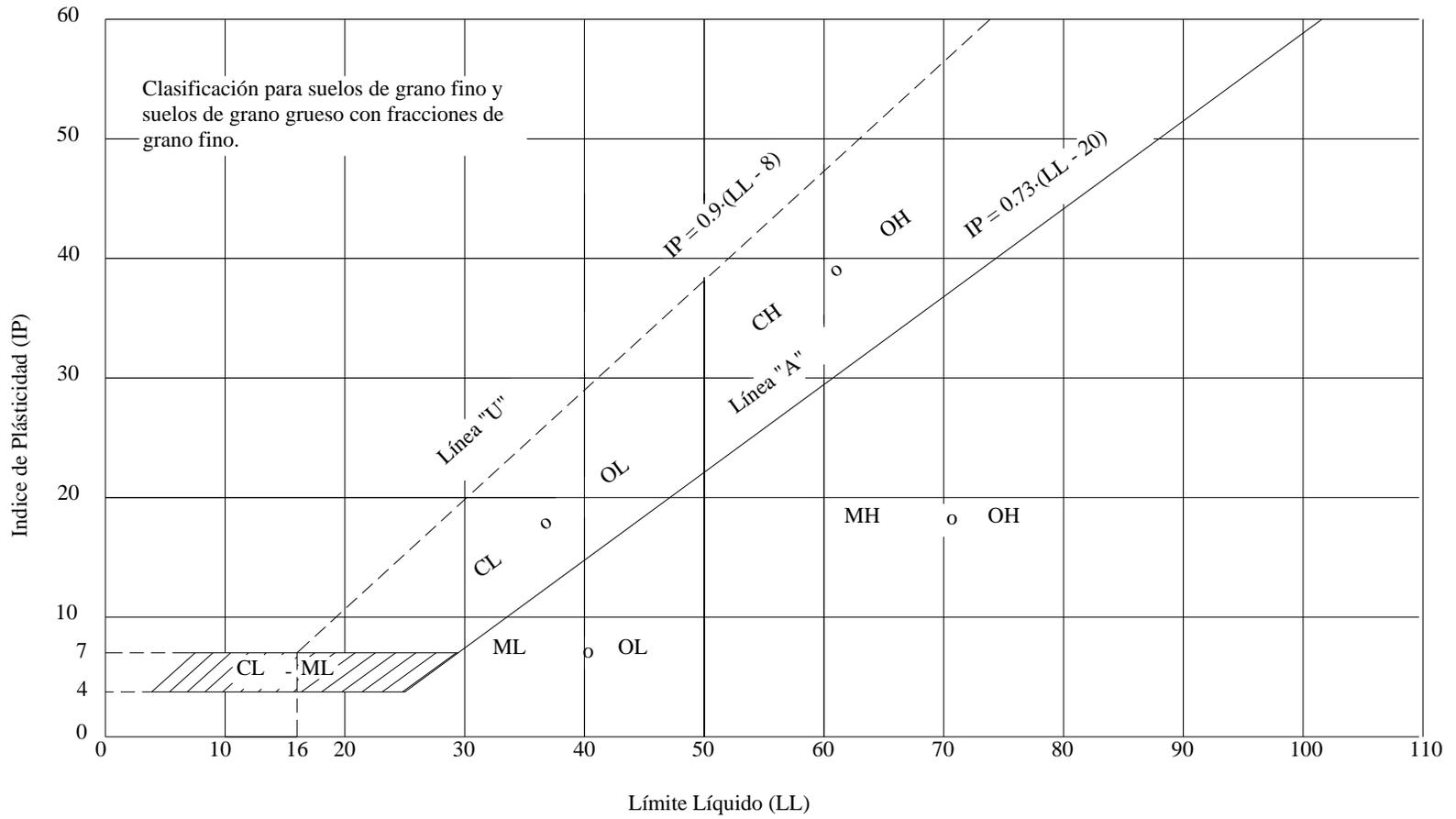
Fuente: Elaboración propia

Tabla 17 Clasificación resumen de la muestra Nueva Terminal M1

Clasificación del suelo		Característica del suelo
AASHTO :	A-6 (15)	Arcilla ligera
USCS :	CL	$C_u > 4$: Gravas o mezclas areno-gravosas, con poco o nada de material ligante.
		$C_u > 6$: Suelos arenosos o mezclas areno-gravosas, con poco o nada de material ligante.
		C_c comprendido entre 1 y 3 : Suelo es bien graduado.

Fuente: Elaboración propia

Figura 24 Carta de plasticidad de SUCS



Fuente Elaboración propia

Después de realizar los ensayos de límites de Atterberg y granulometría se procedió a clasificar el suelo simplemente por el método SUCS resultados que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 18 Resumen de clasificación de suelos SUCS

Clasificación de suelos		
Procedencia	Descripción	SUCS
		Clasificación
Fábrica Incertar M 1	Arcilla ligera con arena	CL
Fábrica Incertar M 2	Arcilla ligera con arena	CL
Los Chapacos	Arcilla ligera	CL
Nueva Terminal M 2	Arcilla ligera	CL
Nueva Terminal M 1	Arcilla ligera	CL
Pampa Galana M 2	Arcilla ligera	CL
Pampa Galana M 2	Arcilla ligera	CL
San Blas M 1	Arcilla ligera	CL
San Blas M 2	Arcilla ligera	CL
San Salvador	Arcilla ligera	CL

Fuente: Elaboración propia

3.4.5. Compactación Proctor modificado (ASTM D-1557 y AASHTO T-180).

Al compactar un suelo, se obtienen las siguientes ventajas:

Se establece un contacto más firme entre las partículas.

Las partículas de menor tamaño son forzadas a ocupar los espacios formados por los de mayor dimensión.

Cuando un suelo es compacto, aumenta su valor de soporte y se hace más estable.

Como las partículas se encuentran firmemente adheridas después de la compactación, la masa de suelo será más densa y su volumen de vacíos quedará reducido a un mínimo, por lo tanto, la capacidad absorbente de agua de un suelo, quedará grandemente reducida por efecto de la compactación.

Material y equipo

Molde cilíndrico de compactación normalmente de acero o aluminio, con una camisa superior del mismo material. El molde descansa sobre una base metálica, la cual posee

también dos tornillos que permiten la conexión entre el molde y la camisa superior. Aunque existen dos tamaños de moldes, este manual se encarga del procedimiento efectuado con el molde cuyo diámetro es de aprox. 6 “y una altura de aprox. 116,4 mm. Nota: el cálculo final del ensayo requiere el volumen del molde, por lo que éste debe tomarse con la mayor precisión posible y se recomienda que este valor este marcado en las paredes inferiores del molde.

Martillo de compactación: Martillo especial, normalmente de operación mecánica utilizado para compactar la masa de suelo con número de golpes y procedimiento específico y a una altura fija. Su diámetro es de aprox. 50.8 mm, su peso de 4536 gramos y una altura de caída de 457,2 mm.

Regla metálica: Debe ser de acero y lo suficientemente rígida y larga para realizar el enrasado sin ningún problema.

Horno de secado: Con capacidad para mantener temperaturas constantes de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$.

Balanza de precisión: Con precisión de 0,1 g, previamente calibradas.

TamizN4: La malla del tamiz debe estar en perfecto estado. El operario debe verificar que sus bordes no presenten desprendimiento con la pared del tamiz y que ninguno de sus hilos se encuentre fracturado.

Preparación de la muestra de ensayo

Seque la muestra al aire o en un horno de secado a una temperatura de 60°C , luego desmenuce todos los grumos existentes utilizando un mortero y pistilo.

Fotografía 21 Preparación de muestra para compactación T-180



Fuente: Elaboración propia

Tamice en la malla N° 4 una cantidad representativa de material pulverizado, lo suficiente para realizar 5 puntos y descarte el material retenido en ella.

Calcule la humedad natural del suelo, tomando en cuenta la siguiente ecuación:

$$V_w = \frac{\%W_{ensayado} - \%W_{actual}}{100} * W_{ss}$$

Donde:

V_w = Volumen de agua

%W= Porcentaje de humedad

W_{ss}= Peso de suelo seco

Deposite cada muestra en una bandeja metálica y mezcle manualmente, con la cantidad de agua necesaria, utilice una probeta 1000 ml y déjelas reposar durante 16 horas.

Compactación de la muestra

Ensamble la placa en el molde y con el collarín asegurándolo correctamente, luego coloque el molde en una superficie plana y rígida, para que se realice el ensayo sin ningún tipo de error, inmediatamente ubique en el molde el suelo anteriormente preparado hasta crear una capa de espesor uniforme y que pueda ocupar la quinta parte del molde. Posteriormente el suelo colocado en el molde, compacte utilizando un martillo apisonador dejándolo caer desde la altura de la manga, proporcionando 56 golpes.

Fotografía 22 Compactación de suelo T-180



Fuente: Elaboración propia

Remueva el collarín del molde y desbaste cuidadosamente el suelo compactado hasta aplanar la parte superior del molde y utilice una regla enlazadora (llene los agujeros y presione con los dedos para luego emparejar con la regla enlazadora), desmonte la placa base del molde, después limpie la parte externa del molde con una brocha. Posteriormente determine la masa del molde compactado (sin placa base) y registre en una balanza de 1 g de precisión.

Fotografía 23 Pesado de muestra más molde T-180



Fuente: Elaboración propia

Extraiga el espécimen compactado, luego corte en 4 porciones el espécimen y calcule una masa de 30 g por cada porción y luego coloque en taras debidamente pesadas. Luego obtenga la masa de cada porción humedad utilizando la balanza de 0,1 g de legibilidad. Seguidamente coloque al horno a una temperatura que no sobrepase los 60° C en un tiempo mínimo de 24 horas y por último una vez sacados del horno deje enfriar, para tomar la masa seca de cada porción de suelo.

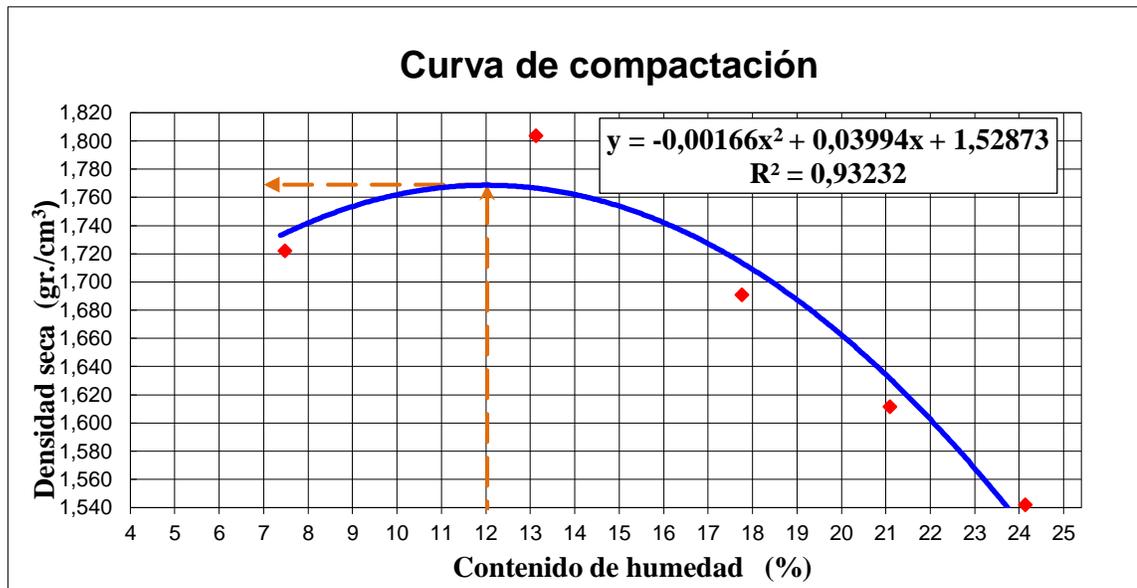
Ejecute el paso anterior en 6 ocasiones con los contenidos de humedad dependiendo los valores de compactación que se requieran.

Tabla 19 Ensayo compactación de la muestra Nueva Terminal M1

Ensayo de compactación AASHTO T 180 - C						
Nº de capas		5	5	5	5	5
Nº de golpes por capa		56	56	56	56	56
Peso suelo húmedo + molde	g	10435	10840	10735	10650	10570
Peso del molde	g	6480,00	6480,00	6480,00	6480,00	6480,00
Peso suelo húmedo	g	3955,00	4360,00	4255,00	4170,00	4090,00
Volumen de la muestra	cm ³	2136,80	2136,80	2136,80	2136,80	2136,80
Densidad suelo húmedo	g/cm ³	1,85	2,04	1,99	1,95	1,91
Cápsula Nº	pza	1D	2D	3D	4D	5D
Peso suelo húmedo+cápsula	g	58,90	119,40	140,90	99,20	94,50
Peso suelo seco+cápsula	g	55,70	107,00	121,60	84,10	78,50
Peso del agua	g	3,20	12,40	19,30	15,10	16,00
Peso de la cápsula	g	12,90	12,50	12,90	12,50	12,20
Peso suelo seco	g	42,80	94,50	108,70	71,60	66,30
Contenido de humedad	%	7,48	13,12	17,76	21,09	24,13
Densidad de suelo seco	g/cm ³	1,72	1,80	1,69	1,61	1,54

Fuente: Elaboración propia

Figura 25 Curva de compactación de la muestra Nueva Terminal M1



Fuente: Elaboración propia

$$\text{Densidad seca máxima} \left(\frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \right) = 1,769$$

$$\text{Humedad óptima (\%)} = 12,03$$

Tabla 20 Resumen de compactación T-180

Nombre	Densidad seca máxima (gr/cm³)	Humedad optima (%)
Fábrica Incertar M1	1,76	16,27
Fábrica Incertar M2	1,74	16,53
Los Chapacos	1,75	11,84
Nueva Terminal M2	1,84	13,15
Nueva Terminal M1	1,76	12,03
Pampa Galana M2	1,77	11,00
Pampa Galana M1	1,78	14,54
San Blas M1	1,75	11,26
San Blas M2	1,78	14,48
San Salvador	1,84	13,29

Fuente: Elaboración propia

3.4.5. Contenido de Humedad

La importancia del contenido de humedad presente en el suelo junto a la cantidad de aire, una de las características más importantes de explicar el comportamiento de este en especial en los suelos finos.

Materiales

Recipiente de taras

Balanza de precisión de 0.01gr

Horno con regulador de temperatura

Fundamentación teórica

El contenido de humedad es una masa de suelo, está formada por suma de aguas libre, capilar e higroscópica.

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_{ss}} * 100$$

W = Contenido de humedad (%)

W_w = Peso del agua presente en el suelo

W_{ss} = Peso del suelo después del secado del horno

Método del horno

Se toma una muestra representativa de suelo.

Luego se coloca la muestra en las taras.

Se debe pesar muestra de suelo más tara.

Se coloca al horno por 14 horas en temperaturas 110+/- 5 grados.

Sacar y pesar el suelo seco más tara.

Por último, pesar las taras.

Tabla 21 Contenido de humedad de la muestra Nueva Terminal M1

Humedad natural			
Cápsula	1D	2D	3D
Peso de suelo húmedo + Cápsula	128,16	128,07	128,36
Peso de suelo seco + Cápsula	119,07	119	119,66
Peso de cápsula	28,16	28,07	28,36
Peso de suelo seco	90,91	90,93	91,30
Peso del agua	9,09	9,07	8,70
Contenido de humedad	10,00	9,97	9,53
PROMEDIO	9,83		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22 Resumen de contenido de humedad de suelos

Nombre	1D	2D	3D	Promedio
Fábrica Incertar M1	17,87	15	16,36	16,41
Fábrica Incertar M2	16,98	14,95	16,3	16,08
Los Chapacos	9,57	9,22	9,91	9,57
Nueva Terminal M2	16,02	16,06	13,64	15,24
Nueva Terminal M1	10	9,97	9,53	9,83
Pampa Galana M2	9,94	9,9	9,6	9,81
Pampa Galana M1	13,46	13,08	12,18	12,91
San Blas M1	10,27	10,17	9,68	10,04
San Blas M2	13,44	13,17	12,36	12,99
San Salvador	15,69	15,97	13,65	15,1

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA, ANÁLISIS DE ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CAL Y ENSAYO TRIAXIAL

CAPÍTULO IV
METODOLOGÍA, ANÁLISIS DE ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CAL Y
ENSAYO TRIAXIAL

4.1. Capacidad soporte del C.B.R.

La prueba CBR de suelos consiste básicamente en compactar un terreno en unos moldes normalizados, sumergirlos en agua y aplicar un punzonamiento sobre la superficie del terreno mediante un pistón normalizado.

Compactación

Se ensambla el molde a la base perforada, luego introducir el disco espaciador y ajustar el collarín al equipo.

Sobre el collarín se pondrá un papel filtro, para que no se pegue el material al disco y no existan pérdidas de material fino.

Introducir el material en cinco capas, en cada capa aplicar una dinámica de 56 golpes, para eso utilizar el martillo de 10 libras y 18” de caída.

Luego quitar el collarín para el respectivo enrasado, de tal manera que se nivele la cara del molde.

Se afloja el molde metálico de sus soportes, se separa de la base para quitar el disco espaciador, luego se volteará el mismo para volver a ajustar a su base con la cara enrasada hacia abajo, antes de esto poner papel filtro en la base perforada.

Se pesará el molde con la muestra más la base, para así determinar su densidad y humedad ensayadas.

Tabla 23 Contenido de humedad y peso unitario de la muestra Nueva Terminal M1

Nº capas	5		5		5	
Nº golpes por capa	12		25		56	
Condición de muestra	Antes de mojar	D. de M	Antes de mojar	D. de M	Antes de mojar	D. de M
Peso muestra húm.+ molde	11345	11725	11080	11515	11547,25	11936
Peso molde	7490	7490	7205	7205	7005	7005
Peso muestra húmeda	3855	4235	3875	4310	4542,25	4931,3
Volumen de la muestra	2133,40	2133,40	2112,17	2112,17	2121,37	2121,37
Peso Unit. muestra Húm.	1,81	1,99	1,83	2,04	2,14	2,32
Número de golpes	12	12	25	25	56	56

Humedad óptima (%)	Peso unitario (gr/cm ³)
12,03	1,77

Muestra de humedad	Fondo	Superf.	2" sup.	Fondo	Superf.	2" sup.	Fondo	Superf.	2" sup.
Tara N°	1D	2D	3D	1D	2D	3D	1D	2D	3D
Peso muestra húm + tara	106,7	81	62,4	76,3	107,3	85,9	93,6	78,9	99,6
Peso muestra seca + tara	87,04	67,3	54,52	66,02	88,5	72,78	80,76	68,99	81,89
Peso del agua	19,66	13,7	7,88	10,28	18,77	13,12	12,84	9,91	17,71
Peso de tara	18,1	17,8	20,2	18,2	12,88	18,3	19,6	18,4	19,6
Peso de la muestra seca	68,94	49,5	34,32	47,82	75,62	54,48	61,16	50,59	62,29
Contenido humedad %	28,52	27,68	22,96	21,50	24,82	24,08	20,99	19,59	28,43
Promedio cont. Humedad	28,10		22,96	23,16		24,08	20,29		28,43
Peso Unit. Muestra seca	1,41		1,61	1,49		1,64	1,78		1,81

Fuente: Elaboración propia

Expansión de material

Luego de pesar el material, se coloca sobre este otro papel filtro, para colocar sobre este el plato perforado y vástago regulable.

Sobre el plato poner pesas de plomo igual a 10 libras.

Antes de someter el molde a la saturación, se debe haber medido la altura real del espécimen.

Se debe introducir todo el molde dentro de un tanque o depósito con agua cuyo nivel se encuentre un centímetro por debajo del nivel superior del molde.

Se montará el trípode con un extensómetro cuyo vértice inferior se conecte con la cabeza del vástago, en ese punto se debe tomar una lectura inicial.

Cada 24 horas por un periodo de 96 horas (cuatro días), se toman y registran las lecturas de extensómetro.

La diferencia entre lectura final y la inicial en valor absoluto en centímetros, dividida entre la altura real del molde, también en centímetros multiplicada por cien, nos proporcionan el valor de la expansión que sufrió el material.

Tabla 24 Expansión de la muestra Nueva Terminal M1

Fecha	Hora	Tiempo en días	Molde N° 1			Molde N° 2			Molde N° 3		
			Lectura		Expansion	Lectura		Expansion	Lectura		Expansion
			Extens.	cm.	%	Extens.	cm.	%	Extens.	cm.	%
3-ago	18:30	1	5,68	0,57	0,00	15,14	1,51	0,00	8,22	0,82	0,00
4-ago	18:30	2	10,21	1,02	3,89	20,25	2,03	4,38	12,33	1,23	3,52
5-ago	18:30	3	10,60	1,06	4,22	21,84	2,18	5,75	15,60	1,56	6,33
6-ago	18:30	4	10,70	1,07	4,31	22,08	2,21	5,95	16,70	1,67	7,27

Fuente: Elaboración propia

Resistencia a la penetración

Luego de los cuatro días de saturación, se drenará de manera inclinada durante 15 minutos aproximadamente, para instalar el molde en la prensa y asentar el pistón de penetración sobre el espécimen.

Se inca el pistón manteniendo una velocidad de 0.05 pulgadas por minuto y se leen las cargas totales necesarias en 0.025”, 0.05”, 0.075”, 0.1”, 0.2”, 0.3”, 0.4”, 0.5”.

Una vez que se hincó el 0.5” del pistón, se suelta la carga, se retira el molde de la prensa y se quitan las pesas, para pesar el mismo y registrar el dato.

Seguidamente se extraen tres muestras, para el contenido de humedad, la muestra del fondo, de la superficie y a 2” de profundidad desde la superficie.

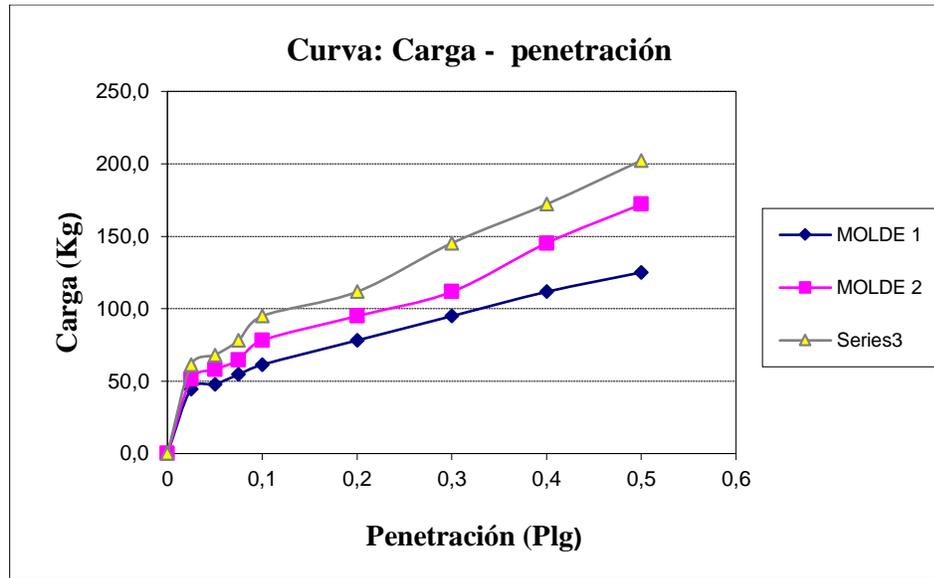
Tabla 25 Resistencia a la penetración de la muestra Nueva Terminal M1

Penetración		Carga	Molde N° 1				Molde N° 2				Molde N° 3			
		Normal	Carga ensayo		C.B.R. correg.		Carga ensayo		C.B.R. Correg.		Carga ensayo		C.B.R. Correg.	
Pulg.	mm	Kg	Kg	Kg/cm2	Kg	%	Kg	Kg/cm2	Kg	%	Kg	Kg/cm2	Kg	%
0	0		0	0,00			0,00	0,00			0	0,00		
0,025	0,63		44,51	2,30			51,22	2,65			61,29	3,17		
0,05	1,27		47,87	2,47			57,94	2,99			68	3,51		
0,075	1,9		54,58	2,82			64,65	3,34			78,07	4,03		
0,1	2,54	1360	61,29	3,17		4,51	78,07	4,03		5,74	94,85	4,90		6,97
0,2	5,08	2040	78,07	4,03		3,83	94,85	4,90		4,65	111,6	5,77		5,47
0,3	7,62		94,85	4,90			111,63	5,77			145,2	7,50		
0,4	10,16		111,6	5,77			145,19	7,50			172	8,89		
0,5	12,7		125,1	6,46			172,04	8,89			202,2	10,45		

C.B.R. %	Peso Unit. gr/cm ³
4,51	1,41
5,74	1,49
6,97	1,78

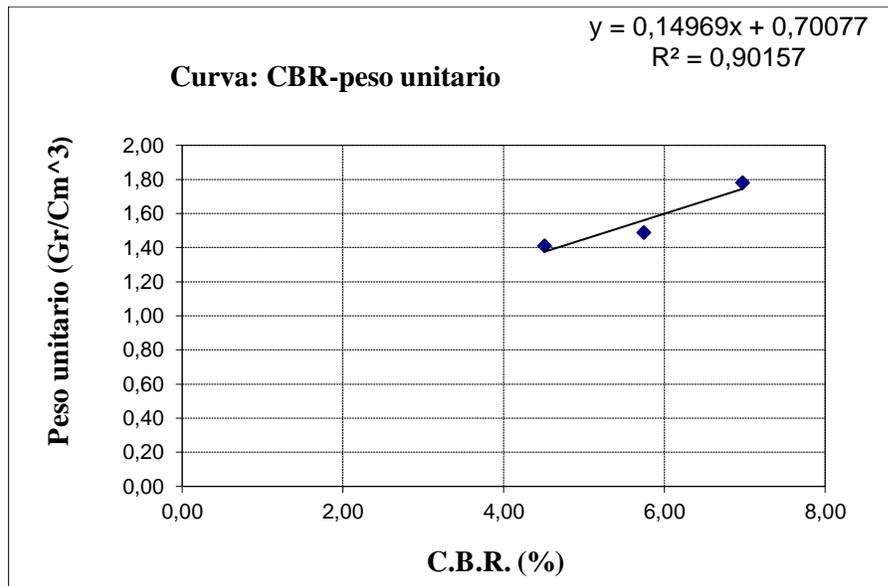
Fuente: Elaboración propia

Figura 26 Curva: Carga – penetración de la muestra Nueva Terminal M1



Fuente: Elaboración propia

Figura 27 Curva: CBR – Peso unitario de la muestra Nueva Terminal M1



CBR 100% D.máx	
7	%
CBR 95% D.máx.	
7	%

Fuente: Elaboración propia

Fotografía 24 Prensa de CBR y moldes luego de ser sumergidos los cuatro días



Fuente: Elaboración propia

Tabla 26 Resumen resultado del ensayo CBR

Nombre	C.B.R 100% D max	C.B.R 95% D max
Fábrica Incertar M1	6	5
Fábrica Incertar M2	6	5
Los Chapacos	9	6
Nueva Terminal M2	7	7
Nueva Terminal M1	7	7
Pampa Galana M2	10	4
Pampa Galana M1	7	6
San Blas M1	7	5
San Blas M2	8	6
San Salvador	7	5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27 Resumen resultado de caracterización y ensayo CBR

Procedencia	Contenido de humedad (%)	% Pasa200	Limite liquido (%)	Limite plastico (%)	Densidad seca maxima (kg/cm3)	Humedad optima %	C.B.R. (%)	SUCS	Nombre del grupo
Fabrica Incertar M1	16,41	80,45	42,08	20,49	1,76	16,27	5	CL	Arcilla ligera con arena
Fabrica Incertar M2	16,08	79,95	41,22	19,99	1,74	16,53	5	CL	Arcilla ligera con arena
Los Chapacos	9,57	95,14	37,04	22,97	1,75	11,84	6	CL	Arcilla ligera
Nueva Terminal M2	15,24	96,61	34,88	22,17	1,84	13,15	7	CL	Arcilla ligera
Nueva Terminal M1	9,83	95,71	37,18	23,42	1,77	12,03	7	CL	Arcilla ligera
Pampa Galana M2	9,81	94,85	34,35	21,63	1,77	11,00	4	CL	Arcilla ligera
Pampa Galana M1	12,91	96,59	37,58	18,72	1,78	14,54	6	CL	Arcilla ligera
San Blas M1	10,04	95,73	37,93	21,04	1,75	11,26	5	CL	Arcilla ligera
San Blas M2	12,99	96,18	35,51	21,68	1,78	14,48	6	CL	Arcilla ligera
San Salvador	15,1	96,82	36,95	21,36	1,84	13,29	5	CL	Arcilla ligera

Fuente: Elaboración propia

4.2. El ensayo triaxial U.U.

Los ensayos triaxiales son los más confiables y utilizados para determinar las características de esfuerzo – deformación y los parámetros de resistencia al corte del suelo. Estos son ensayos donde se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales (triaxial) sobre una muestra de suelo y así crear condiciones que se asemejen a las reales en campo.

Se procede a extraer el cilindro del molde CBR a diferentes golpes 12, 25 y 56 golpes

Fotografía 25 Extracción de las muestras para el ensayo



Fuente: Elaboración propia

Tabla 28 Peso específico húmedo y seco de la muestra Nueva Terminal M1

	Peso del espécimen (Wo) gr.	Altura de espécimen (Ho)cm:	Diámetro de espécimen (øo) cm:	Presión de agua (σ3) Kpa	Area inicial Ao (cm2)	Volumen inicial Vo(cm3)	Peso específico húmedo γh(N/m3)	Peso específico seco γs(N/m3)
Muestra 1	860,40	11,10	7,00	100,00	38,48	427,18	19758,75	15744,30
Muestra 2	865,00	11,15	7,15	200,00	40,15	447,69	18954,28	15230,18
Muestra 3	871,00	11,20	7,10	300,00	39,59	443,43	19269,11	15472,47

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29 Contenido de humedad de la muestra Nueva Terminal M1

Contenido de humedad muestra 1			
Cápsula	1D	2D	3D
Peso de suelo húmedo + cápsula	102,36	107,65	105,50
Peso de suelo seco + cápsula	85,00	89,30	87,30
Peso de cápsula	15,50	18,30	16,40
Peso de suelo seco	69,50	71,00	70,90
Peso del agua	17,36	18,35	18,20
Contenido de humedad	24,98	25,85	25,67
		Promedio	25,50

Contenido de humedad muestra 2			
Cápsula	1D	2D	3D
Peso de suelo húmedo + cápsula	103,00	124,16	115,08
Peso de suelo seco + cápsula	86,95	102,30	95,36
Peso de cápsula	15,95	18,25	16,50
Peso de suelo seco	71,00	84,05	78,86
Peso del agua	16,05	21,86	19,72
Contenido de humedad	22,61	26,01	25,00
		Promedio	24,54

Contenido de humedad muestra 3			
Cápsula	1D	2D	3D
Peso de suelo húmedo + cápsula	114,50	101,20	123,81
Peso de suelo seco + cápsula	95,60	86,20	102,30
Peso de cápsula	18,50	20,56	19,54
Peso de suelo seco	77,10	65,64	82,76
Peso del agua	18,90	15,00	21,51
Contenido de humedad	24,51	22,85	25,99
		PROMEDIO	24,45

Fuente: Elaboración propia

Se coloca la probeta y se cubre con la membrana y se fijan las bandas elásticas en la parte inferior

$$A_o = \pi \frac{D^2}{4} \quad V = A_o * h \quad \gamma_h = \frac{W}{V} \quad \gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \%h}$$

$$\varepsilon(\%) = \frac{\Delta h (mm)}{h (mm)} \quad A_c = \frac{A_o}{1 - \varepsilon}$$

El esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$) para cada lectura de deformación, es el siguiente:

$$\Delta\sigma = (\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{P}{A_c}$$

Donde:

- σ_1 = Carga Axial (kPa)
- σ_3 = Presión de cámara (kPa)
- $\Delta\sigma$ = Esfuerzo desviador (kPa)

Fotografía 26 preparación de la muestra para el ensayo



Fuente: Elaboración propia

Colocamos el pistón sobre la probeta, cubrimos la muestra eliminando las burbujas de aire que puedan quedar y la fijamos con las bandas elásticas

Fotografía 27 Muestra ya preparado para colocar la celda



Fuente: Elaboración propia

Se monta el resto de la célula triaxial y se fija, asegurando la verticalidad del conjunto.

Fotografía 28 Colocando presión de cámara en la celda



Fuente: Elaboración propia

Se llena la célula con agua desairada dejando salir el aire por el tapón superior, y se monta en el aparato triaxial.

Fotografía 29 Colocando presión de cámara



Fuente: Elaboración propia

Se realizan todas las conexiones para aplicar las presiones necesarias para el ensayo cerrando la válvula del drenaje que permanecerá cerrada durante todo el ensayo. No se realizará la saturación ni la consolidación de la probeta.

Hacemos correr en la computadora tres canales:

Canal de carga axial (N)

Deformación en (mm)

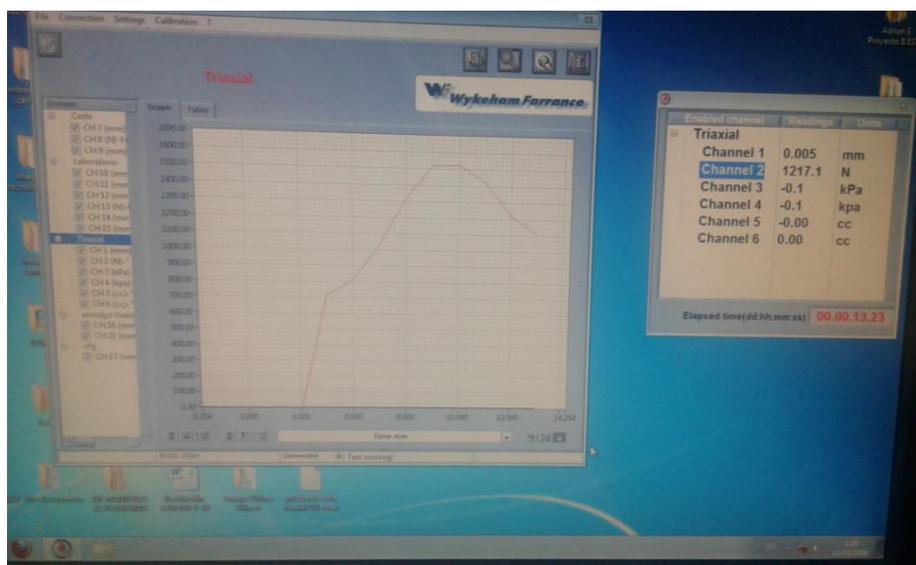
Presión de cámara de 100,200 y 300(kPa)

Fotografía 30 Ensayo triaxial (U.U.)



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 31 Resultados del ensayo triaxial (U.U.)



Fuente: Elaboración propia

Se observa en la fotografía 33 canales del uno al seis, los cuales son para ensayos triaxial U.U. se trabajó con el canal uno que es la deformación en milímetros y canal dos es la carga generada en newton donde luego se divide entre el área de la muestra, las cuales generan la gráfica en la imagen izquierda hasta un punto de ruptura a la cual luego descende.

Tabla 30 Deformación – esfuerzo axial de la muestra Nueva Terminal M1

Muestra 1			
Deformación		Esfuerzo axial	
(mm)	Unitaria	(N)	Kpa
0,00	0,00	5,10	1,33
6,57	0,06	60,80	14,86
7,64	0,07	450,80	109,08
8,90	0,08	691,00	165,16
9,90	0,09	747,90	177,01
11,49	0,10	860,60	200,48
12,89	0,12	647,90	148,80
13,57	0,12	531,60	121,25
14,59	0,13	410,60	92,67

Fuente: Elaboración propia

Muestra 2			
Deformación		Esfuerzo axial	
(mm)	Unitaria	(N)	Kpa
0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	74,90	18,65
0,45	0,00	74,20	18,41
1,52	0,01	269,65	66,24
1,85	0,02	368,25	90,19
2,50	0,02	454,36	110,62
5,26	0,05	564,85	134,04
6,50	0,06	686,36	160,98
7,35	0,07	763,58	177,64
9,24	0,08	886,95	202,60
9,95	0,09	763,58	173,20
10,54	0,09	625,78	141,12
11,12	0,10	595,36	133,49

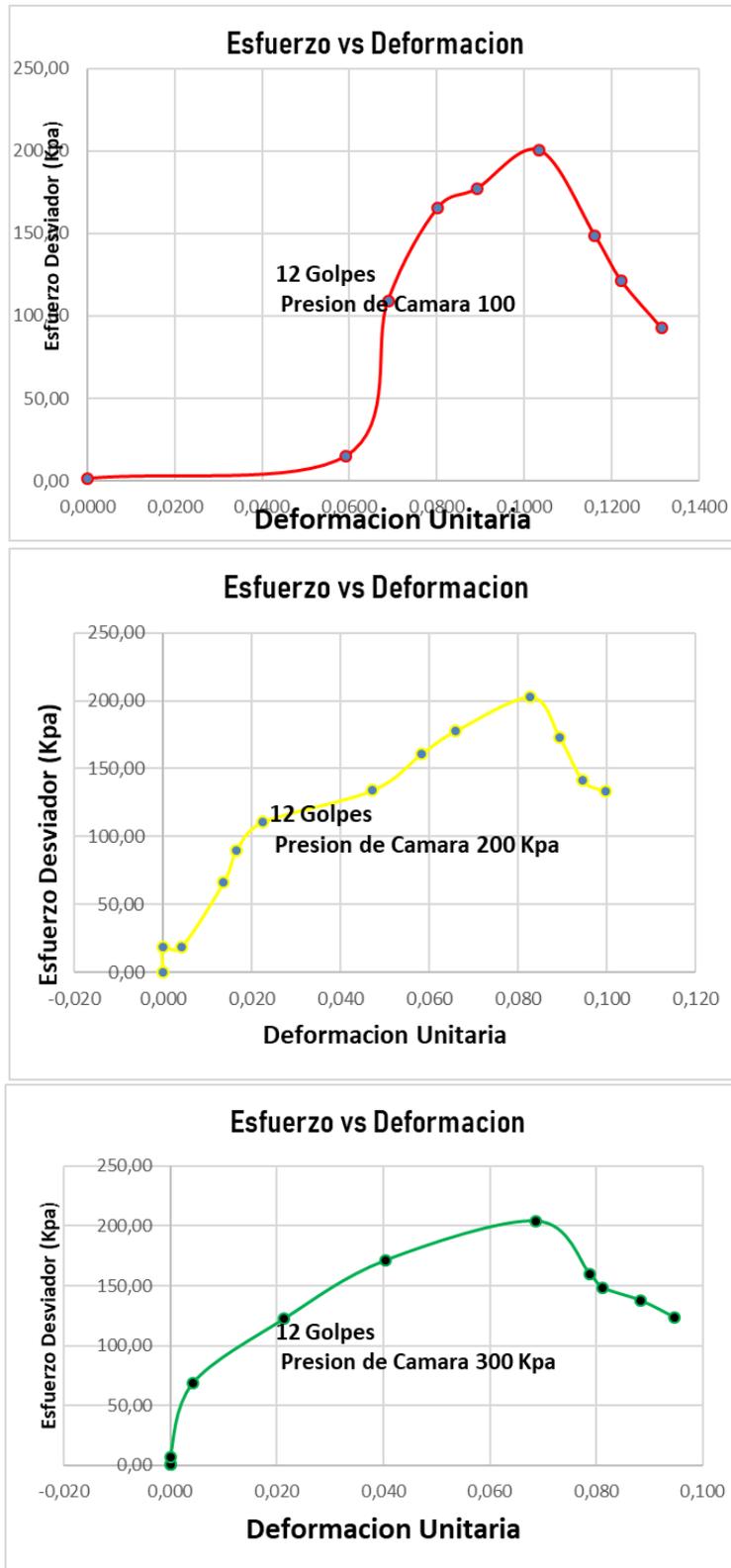
Fuente: Elaboración propia

Muestra 3			
Deformación		Esfuerzo axial	
(mm)	Unitaria	(N)	Kpa
0,00	0,00	3,00	0,76
0,00	0,00	2,70	0,68
0,00	0,00	28,70	7,25
0,47	0,00	272,90	68,64
2,39	0,02	494,86	122,32
4,52	0,04	705,36	170,97
7,70	0,07	866,35	203,78
8,82	0,08	686,85	159,82
9,08	0,08	639,45	148,41
9,90	0,09	596,56	137,35
10,61	0,09	539,45	123,35

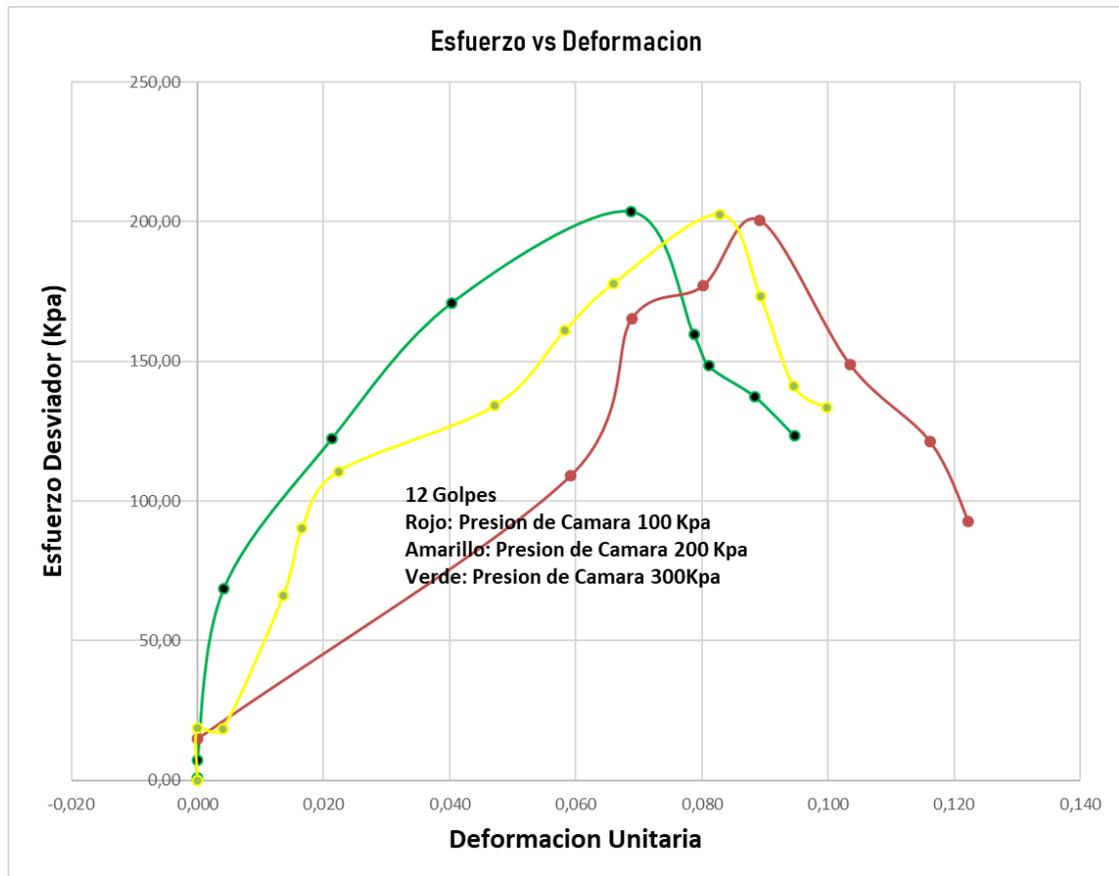
Fuente: Elaboración propia

Se observa en las tablas 30 el cálculo de deformación unitaria y esfuerzo axial para tres tipos de muestra en la que la diferencia es la presión de cámara, las cuales tienen cien, doscientos y trescientos kPa unidad de medida.

Figura 28 Gráfica esfuerzo vs deformación de la muestra Nueva Terminal M1



Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

Se observa en la figura de arriba un resumen de grafica esfuerzo vs deformación a diferentes presiones de cámara en las cuales se puede observar un similar resultado o aproximado.

Fotografía 32 Muestra aplicada esfuerzo cortante donde se puede observar la falla.



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 33 Muestras observando la falla



Fuente: Elaboración propia

Se puede observar en las fotografías 34 y 35 unas fallas de corte o rajaduras a 45 grados aproximadamente, las cuales se producen por el esfuerzo cortante generada por las presiones del ensayo triaxial.

Circulo de Mohr de la muestra Nueva Terminal M1 de la ciudad de Tarija

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_f$$

$$\text{Centro} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$\text{Radio} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Donde:

σ_1 = Carga axial en kPa

σ_3 = Presión de cámara en kPa

$\Delta\sigma_f$ = Esfuerzo desviador en kPa

$\sigma_1 =$	300,48	kPa	$\sigma_1 =$	402,60	kPa	$\sigma_1 =$	503,78	kPa
$\sigma_3 =$	100,00	kPa	$\sigma_3 =$	200,00	kPa	$\sigma_3 =$	300,00	kPa
$\Delta\sigma_f =$	200,48	kPa	$\Delta\sigma_f =$	202,60	kPa	$\Delta\sigma_f =$	203,78	kPa
Centro =	200,24	kPa	Centro =	301,30	kPa	Centro =	401,89	kPa
Radio =	100,24	kPa	Radio =	101,30	kPa	Radio =	101,89	kPa

Tabla 31 Cálculos de circulo de Mohr muestra Nueva Terminal M1

Ángulo	Ángulo(Rad)	Sigma	Tau
0	0,00	300,48	0,00
10	0,17	298,96	17,41
20	0,35	294,44	34,28
30	0,52	287,05	50,12
40	0,70	277,03	64,43
50	0,87	264,67	76,79
60	1,05	250,36	86,81
70	1,22	234,52	94,20
80	1,40	217,65	98,72
90	1,57	200,24	100,24
100	1,75	182,83	98,72
110	1,92	165,96	94,20
120	2,09	150,12	86,81
130	2,27	135,81	76,79
140	2,44	123,45	64,43
150	2,62	113,43	50,12
160	2,79	106,05	34,28
170	2,97	101,52	17,41
180	3,14	100,00	0,00

Fuente: Elaboración propia

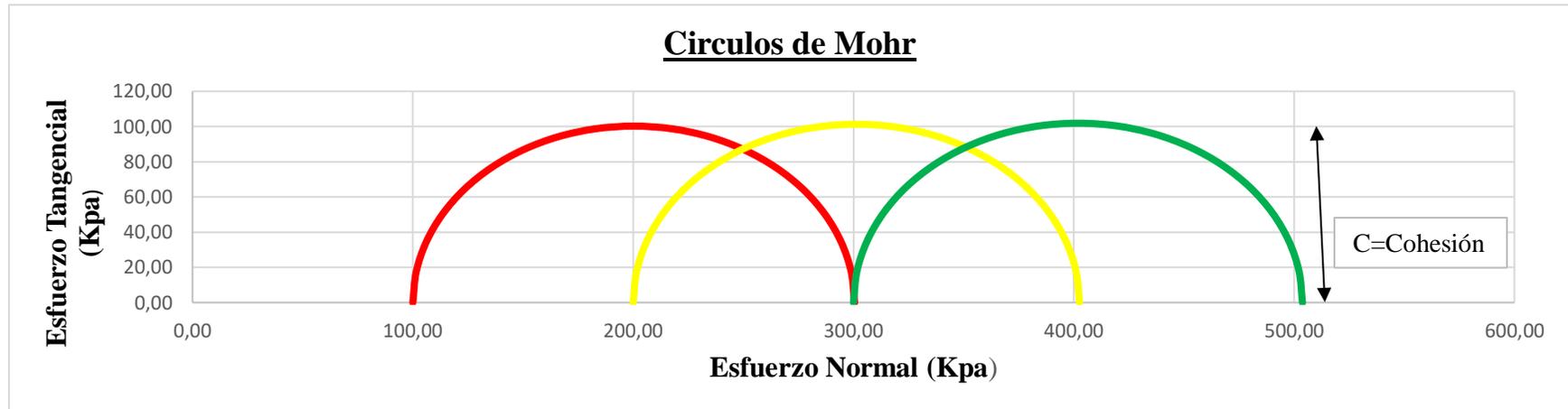
Ángulo	Ángulo(Rad)	Sigma	Tau
0	0,00	402,60	0,00
10	0,17	401,06	17,59
20	0,35	396,49	34,65
30	0,52	389,03	50,65
40	0,70	378,90	65,12
50	0,87	366,42	77,60
60	1,05	351,95	87,73
70	1,22	335,95	95,19
80	1,40	318,89	99,76
90	1,57	301,30	101,30
100	1,75	283,71	99,76
110	1,92	266,65	95,19
120	2,09	250,65	87,73
130	2,27	236,19	77,60
140	2,44	223,70	65,12
150	2,62	213,57	50,65
160	2,79	206,11	34,65
170	2,97	201,54	17,59
180	3,14	200,00	0,00

Fuente: Elaboración propia

Ángulo	Ángulo(Rad)	Sigma	Tau
0	0,00	503,78	0,00
10	0,17	502,24	17,69
20	0,35	497,64	34,85
30	0,52	490,13	50,95
40	0,70	479,95	65,49
50	0,87	467,39	78,05
60	1,05	452,84	88,24
70	1,22	436,74	95,75
80	1,40	419,58	100,34
90	1,57	401,89	101,89
100	1,75	384,20	100,34
110	1,92	367,04	95,75
120	2,09	350,95	88,24
130	2,27	336,40	78,05
140	2,44	323,84	65,49
150	2,62	313,65	50,95
160	2,79	306,14	34,85
170	2,97	301,55	17,69
180	3,14	300,00	0,00

Fuente: Elaboración propia

Figura 29 Gráfica círculo de Mohr de la muestra Nueva Terminal



Fuente: Elaboración propia

Tabla 32 Triaxial U.U. (no drenado, no consolidado), con 12 golpes

Triaxial U.U. (no drenado, no consolidado), con 12 golpes			
σ_1 (kPa)=	300,48	402,60	503,78
σ_3 (kPa)=	100,00	200,00	300,00
$\Delta\sigma_f$ (kPa)=	200,48	202,60	203,78
Cohesión (kPa)=		101,14	

Tabla 33 Triaxial U.U. (no drenado, no consolidado), con 25 golpes

Triaxial U.U. (no drenado, no consolidado), con 25 golpes			
σ_1 (kPa)=	402,65	513,52	611,69
σ_3 (kPa)=	100,00	200,00	300,00
$\Delta\sigma_f$ (kPa)=	302,65	313,52	311,69
Cohesión (kPa)=		154,64	

Tabla 34 Triaxial U.U. (no drenado, no consolidado), con 56 golpes

Triaxial U.U. (no drenado, no consolidado), con 56 golpes			
σ_1 (kPa)=	471,41	566,88	674,42
σ_3 (kPa)=	100,00	200,00	300,00
$\Delta\sigma_f$ (kPa)=	371,41	366,88	374,42
Cohesión (kPa)=		185,45	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35 Triaxial U.U. (no drenado, no consolidado), estabilizado con 12 Golpes

Triaxial U.U. (no drenado, no consolidado), estabilizado con 12 Golpes			
σ_1 (kPa)=	390,79	497,11	596,05
σ_3 (kPa)=	100,00	200,00	300,00
$\Delta\sigma_f$ (kPa)=	290,79	297,11	296,05
Cohesión (kPa)=		147,33	

Tabla 36 Triaxial U.U. (no drenado, no consolidado), estabilizado con 25 Golpes

Triaxial U.U. (no drenado, no consolidado), estabilizado con 25 Golpes			
σ_1 (kPa)=	502,37	607,77	709,00
σ_3 (kPa)=	100,00	200,00	300,00
$\Delta\sigma_f$ (kPa)=	402,37	407,77	409,00
Cohesión (kPa)=		203,19	

Tabla 37 Triaxial U.U. (no drenado, no consolidado), estabilizado con 56 Golpes

Triaxial U.U. (no drenado, no consolidado), estabilizado con 56 Golpes			
σ_1 (kPa)=	581,13	683,05	786,42
σ_3 (kPa)=	100,00	200,00	300,00
$\Delta\sigma_f$ (kPa)=	481,13	483,05	486,42
Cohesión (kPa)=		241,77	

Fuente: Elaboración propia

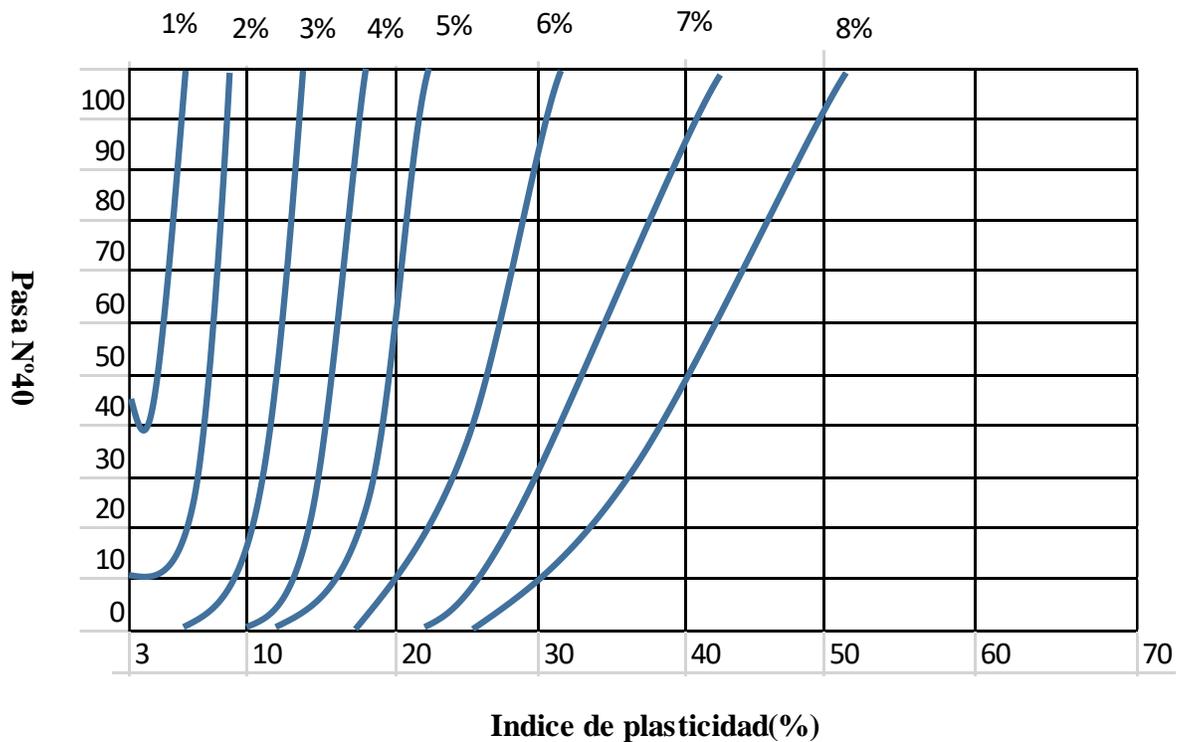
4.3. Selección de la agente estabilizante

La selección del mejor agente estabilizante en base a algunas de las propiedades del suelo es de mucha importancia, porque se tiene un aprovechamiento máximo de las mejoras del suelo al ser tratado con el estabilizante adecuado, y se evita la utilización de otros agentes que puedan producir resultados desfavorables. El siguiente procedimiento, servirá en la selección del mejor agente estabilizador de acuerdo a los criterios para la estabilización de suelos para pavimento.

4.4. Criterios para la dosificación de la mezcla suelo-cal

Los criterios de dosificación de la mezcla de suelo-cal se basó en el libro de enciclopedia de pavimentos aplicables en Bolivia por Ing. Orlando Mendieta Pacheco en la imagen donde se debe relacionar el índice de grupo de un suelo vs porcentaje de suelo que pasa el tamiz 40.

Figura 30 Porcentajes de cal recomendados para estabilización de suelos



Fuente: Enciclopedia de pavimentos en Bolivia por Ing. Orlando Mendieta pg.70

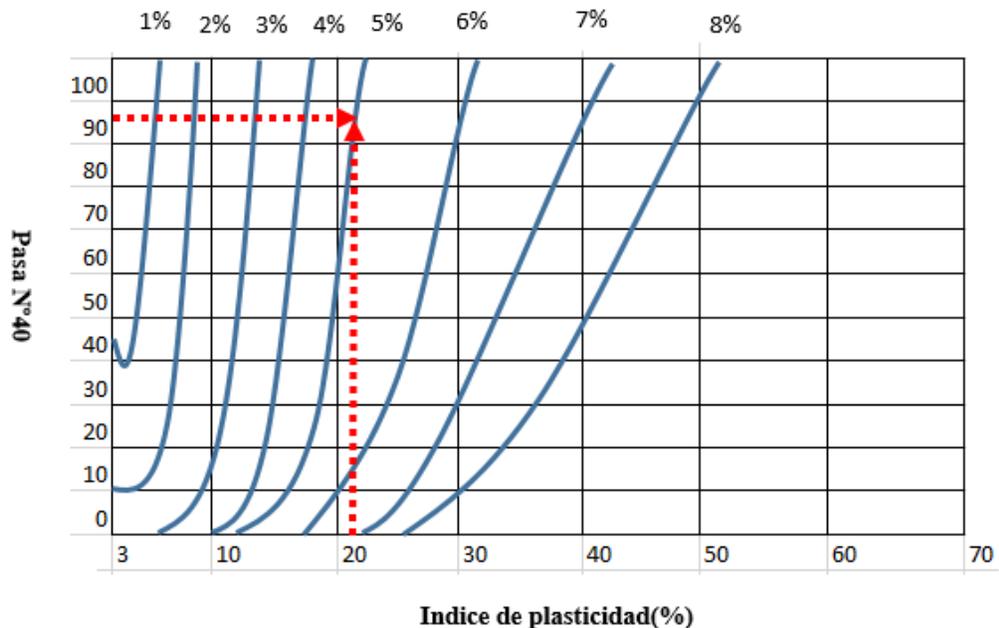
Se procedió a la estabilización de suelos, donde se trabajó según los datos de la tabla de correlación según el libro de enciclopedia de pavimentos en Bolivia por Ing. Orlando Mendieta. Donde indica trabajar el índice de plasticidad y porcentaje que pasa el tamiz 40 para hallar una curva más cercana o encontrar una curva de correlación donde nos dé el porcentaje de cal, se asumió el máximo de los dos valores indicados para encontrar el porcentaje de cal en la estabilización.

Tabla 38 Resumen índice plasticidad y tamiz pasa 40

Procedencia	Índice de plasticidad(%)	Pasa N°40
Fábrica Incertar (muestra 1)	21,6	99,43
Fábrica Incertar (muestra 2)	21,23	99,73
Nueva Terminal	15,01	95,71
Máximos	21,60	99,73

Fuente: Elaboración propia

Figura 31 Porcentajes de cal para estabilizar



Fuente: Elaboración propia

Se utilizó la tabla con un valor máximo de muestras a estabilizar para sacar el promedio de todas las muestras de un 5% de cal.

4.5. Ensayo compactación en mezcla de suelo-cal al 5%

Tabla 39 Resumen de compactación de suelos estabilizados

Procedencia	Densidad seca máxima (g/cm ³)	Humedad optima (%)
Cerámica Incertar M2	1,79	13,21
Cerámica Incertar M1	1,82	12,32
Nueva Terminal M1	1,80	11,95

Fuente: Elaboración propia

4.6. Ensayo CBR en mezcla suelo-cal al 5%

Tabla 40 Ensayo CBR de suelos estabilizados

Procedencia	CBR 100% D.máx	CBR 95% D.máx
Cerámica Incertar M2	24	21
Cerámica Incertar M1	20	18
Nueva Terminal M1	22	17

Fuente: Elaboración propia

4.7. Análisis de resultados y comparación de la estabilización de suelos con cal

Tabla 41 Resumen de comparación de suelos estabilizados

Resumen tesis de grado Dery Laime	
Procedencia	CBR 95% D.máx
Cerámica Incertar 2	21
Cerámica Incertar 1	18
Nueva Terminal	17
Resumen tesis de grado Julio Guerrero	
Procedencia	CBR 95% D.máx
Las Barrancas(Parada al norte)	18
Los Chapacos	17
San Blas	18
San Salvador	18

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar comparando los resultados según el ensayo CBR que en los suelos de Tarija hay una semejanza respecto a su estabilización de suelos.

4.8. Formas de aplicación de la estabilización de suelos

Básicamente la aplicación de la estabilización suelo-cal, fue concebida para mejorar las características del suelo, directamente a la propiedad que más relevancia tiene, la resistencia o capacidad portante.

La aplicación más importante de este tipo de estabilización se da en el mejoramiento de sub-rasantes, donde existe la presencia de suelo arcilloso altamente expansivo y de baja resistencia, entonces se tiene las especificaciones técnicas para este tipo de estabilización.

4.9. Resumen de la cohesión del ensayo triaxial (U.U.) y el CBR

Tabla 42 Resumen de cohesión del ensayo triaxial (U.U.) y el CBR

Procedencia	Clasificación según Sucs	Cohesion (KPa)			CBR (%)		
		12 golpes	25 golpes	56 golpes	12 golpes	25 golpes	56 golpes
Nueva Terminal M1	CL	101,14	154,64	185,45	4,51	6,54	6,97
Fábrica Incertar M1	CL	103,56	150,84	188,65	4,51	5	6,74
Fábrica Incertar M2	CL	104,45	152,78	180,54	4,96	5	5,74
Los Chapacos	CL	102,57	149,45	181,47	4,63	6,37	7,21
Nueva Terminal M2	CL	100,74	153,12	181	4,51	6,06	6,97
Pampa Galana M2	CL	101,89	152,36	184,25	4,14	6,48	7,81
Pampa Galana M1	CL	100,94	151,78	182,36	4,51	5,74	6,97
San Blas M1	CL	99,45	148,56	185,96	3,96	5,2	6,97
San Blas M2	CL	100,54	147,23	190,25	4,85	5,48	7,96
San Salvador	CL	98,46	148,23	190,85	3,96	5,25	7,48

Fuente: Elaboración propia

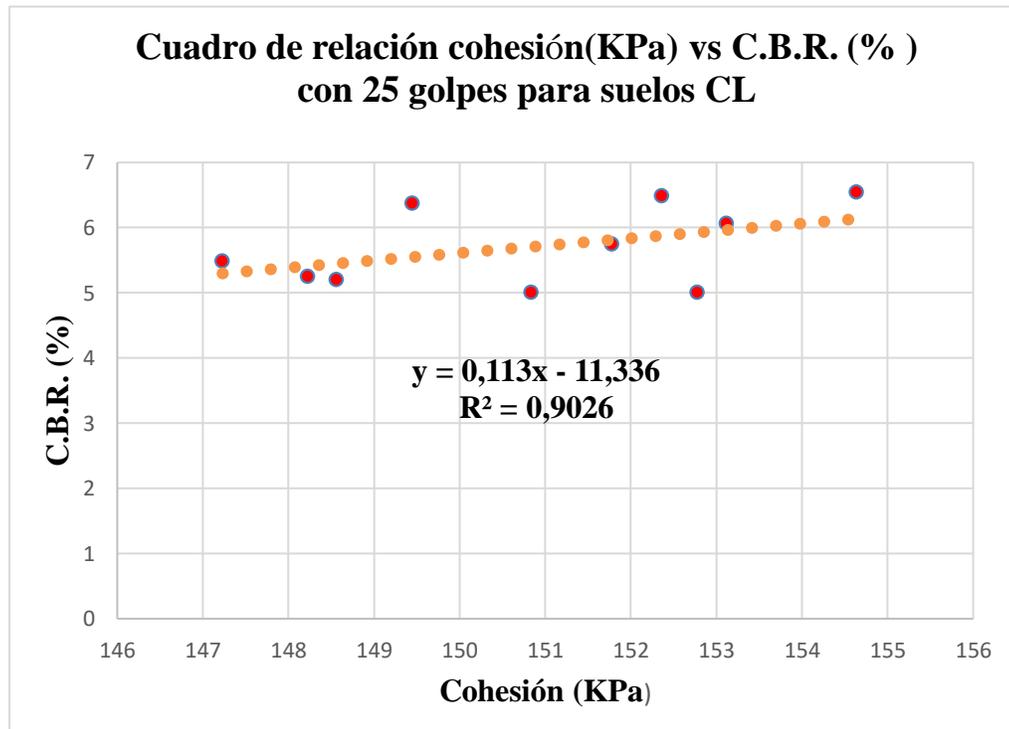
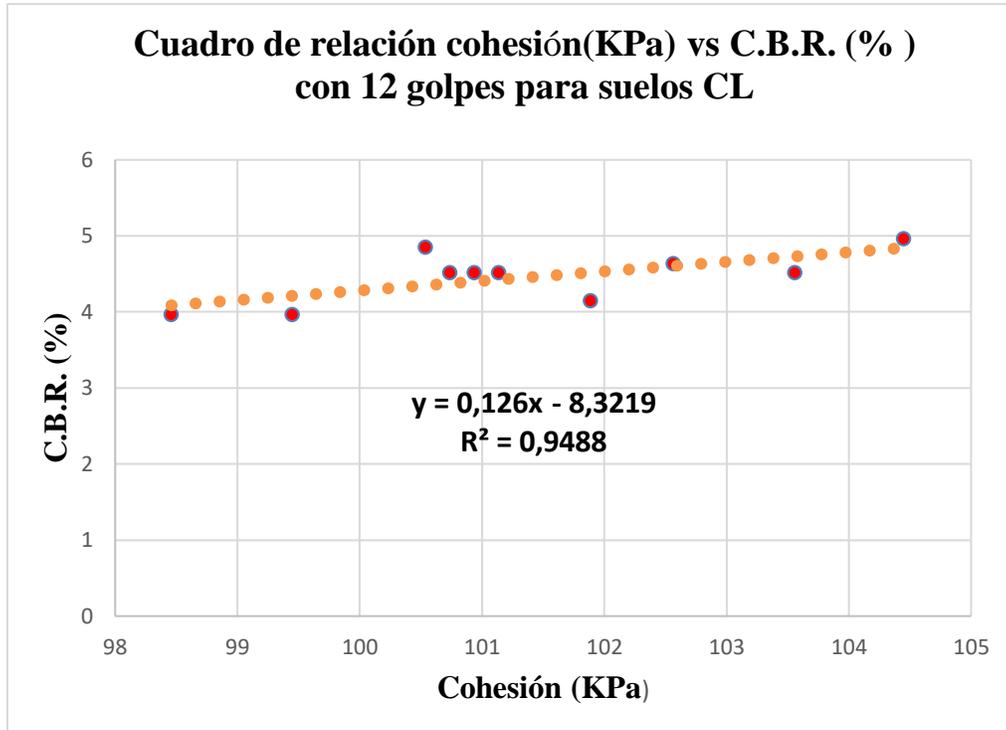
Tabla 43 Resumen de cohesión del ensayo triaxial (U.U.) y el CBR de suelos estabilizados con 5% de cal

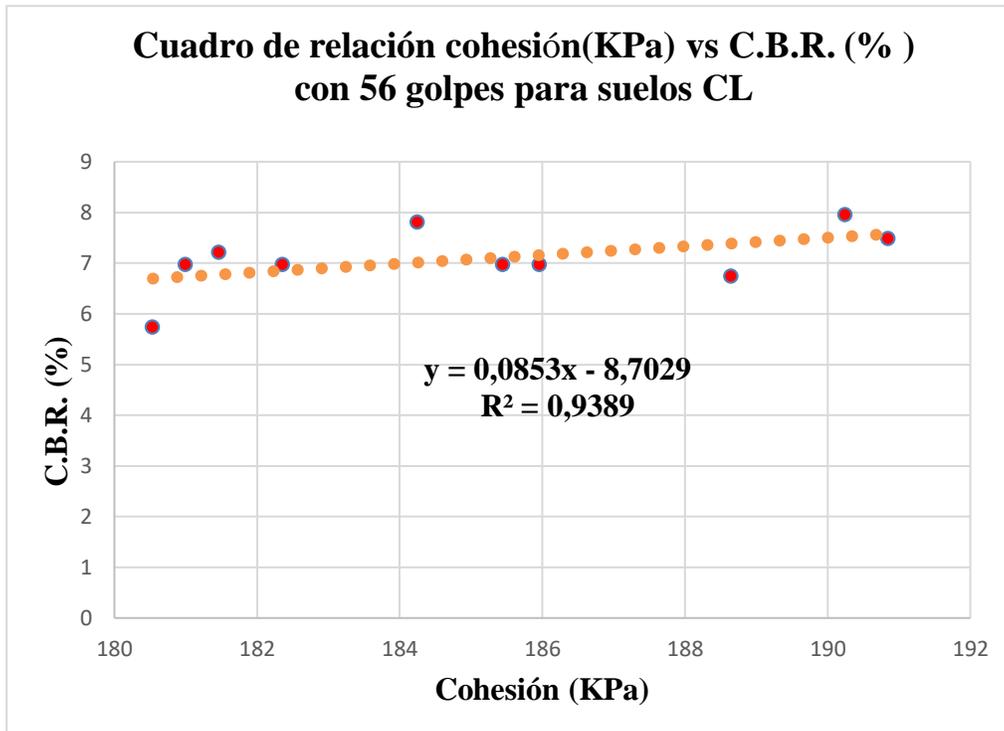
Procedencia	Clasificación según Sucs	Cohesion (KPa)			CBR (%)		
		12 golpes	25 golpes	56 golpes	12 golpes	25 golpes	56 golpes
Nueva Terminal M1	CL	147,33	203,19	241,77	13,14	15,61	21,28
Fábrica Incertar M1	CL	142,78	200,63	248,02	11,85	14,08	22,45
Fábrica Incertar M2	CL	149,46	202,89	239,65	12,36	16,89	22,12

Fuente: Elaboración propia

4.10. Gráficas de correlación ensayo cohesión vs CBR

Figura 32 Gráficas de correlación cohesión vs CBR

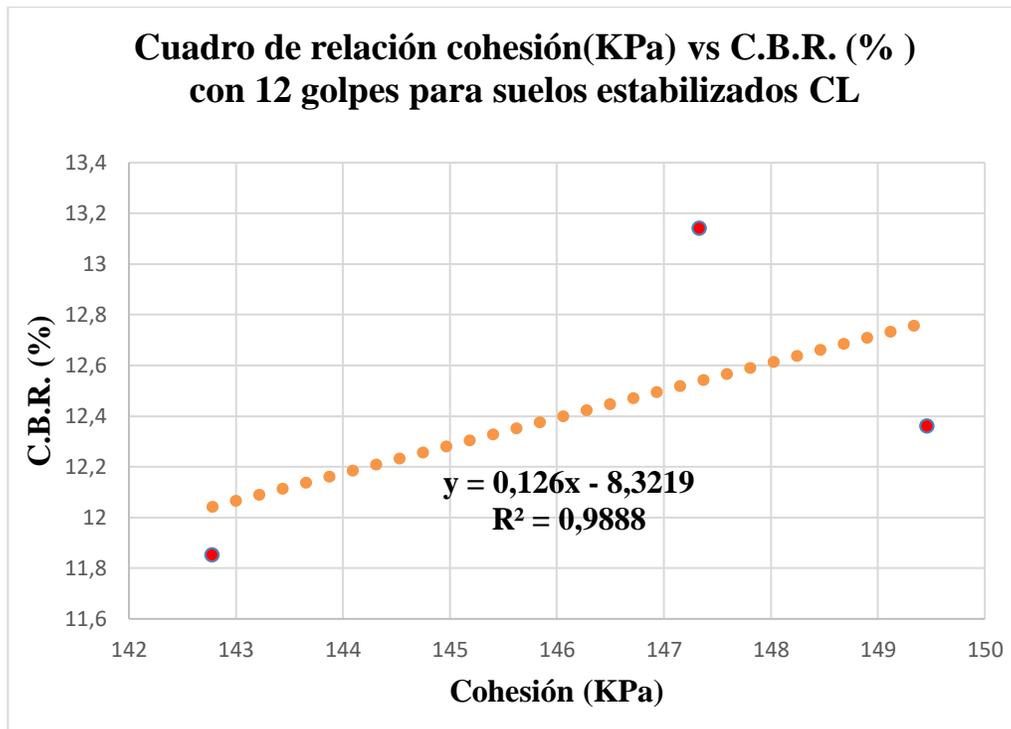




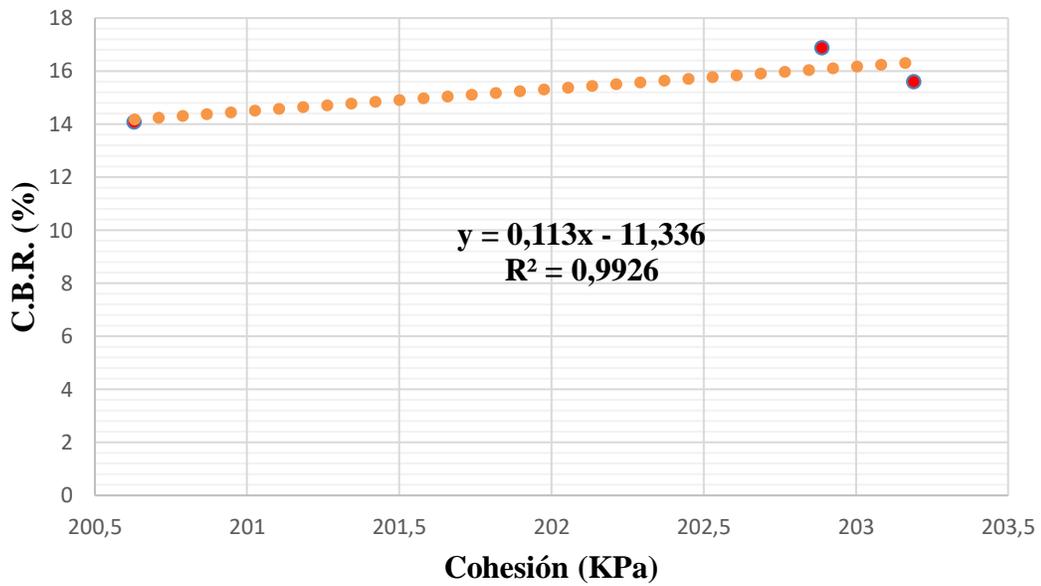
Fuente: Elaboración propia

4.10.1. Gráficas de correlación ensayo cohesión vs CBR de suelos estabilizados

Figura 33 Gráficas de correlación cohesión vs CBR de suelos estabilizados



**Cuadro de relación cohesión(KPa) vs C.B.R. (%)
con 25 golpes para suelos estabilizados CL**



4.11. Análisis del Resultados

4.11.1. Análisis estadístico de la cohesión y CBR

Tabla 44 Análisis t student de la cohesión y el CBR a 12 golpes

	Variable 1	Variable 2
Media	101,374	105,393
Varianza	3,27453778	47,79371222
Observaciones	10	10
Coefficiente de correlación de Pearson	0,00464585	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	-1,78048101	
P(T<=t) una cola	0,05434681	
Valor crítico de t (una cola)	1,83311293	
P(T<=t) dos colas	0,10869361	
Valor crítico de t (dos colas)	2,26215716	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 45 Análisis t student de la cohesión y el CBR a 25 golpes

	Variable 1	Variable 2
Media	150,899	152,68
Varianza	5,948432222	104,0506667
Observaciones	10	10
Coefficiente de correlación de Pearson	0,573766049	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	-0,624047571	
P(T<=t) una cola	0,274042921	
Valor crítico de t (una cola)	1,833112933	
P(T<=t) dos colas	0,548085841	
Valor crítico de t (dos colas)	2,262157163	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 46 Análisis t student de la cohesión y el CBR a 56 golpes

	Variable 1	Variable 2
Media	185,078	182,176
Varianza	14,67281778	99,16313778
Observaciones	10	10
Coefficiente de correlación de Pearson	0,404463527	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	1,00742126	
P(T<=t) una cola	0,170024066	
Valor crítico de t (una cola)	1,833112933	
P(T<=t) dos colas	0,340048132	
Valor crítico de t (dos colas)	2,262157163	

Fuente: Elaboración propia

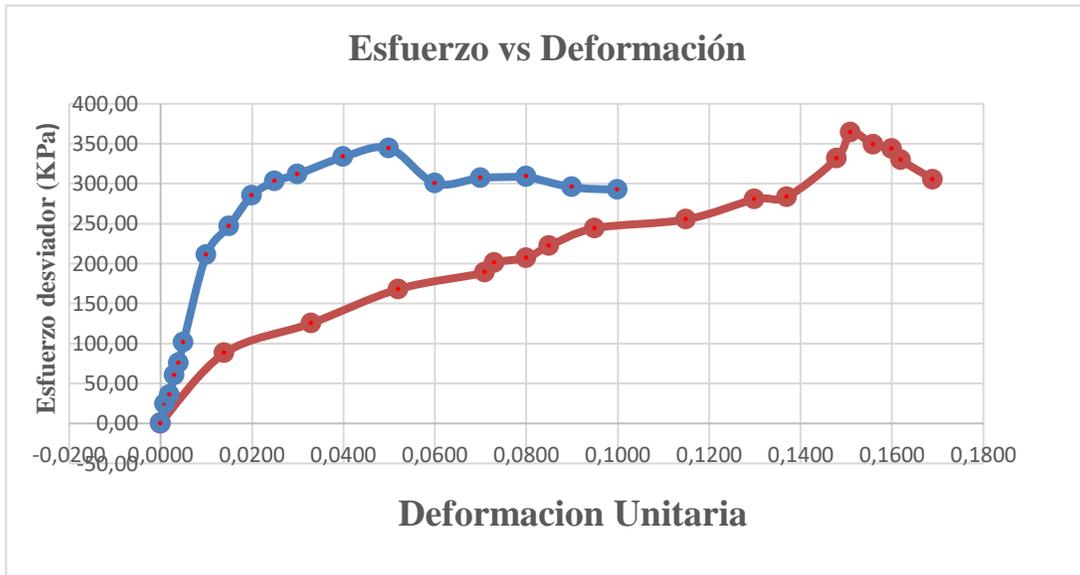
4.11.2. Análisis comparativo del triaxial con bibliografía existente

Tabla 47 Comparación de esfuerzo desviador del ensayo triaxial (U.U.) a 56 golpes

Laime Dery, (2019), UAJMS (56golpes)				Uchuypoma Fernando, (2015), universidad Peruana Los Andes(56 golpes)	
Deformación		Esfuerzo axial		Deformación	Esfuerzo axial
(mm)	Unitaria	(N)	kPa	Unitaria	kPa
0,000	0,0000	1,00	0,25	0	0
0,001	0,0000	2,40	0,60	0,001	24,72
1,519	0,0140	354,50	88,08	0,002	35,7
3,670	0,0330	514,90	125,44	0,003	60,31
5,828	0,0520	703,80	168,04	0,004	75,52
7,996	0,0710	808,00	188,98	0,005	101,41
8,155	0,0730	861,80	201,25	0,01	210,87
8,929	0,0800	894,40	207,31	0,015	247,16
9,491	0,0850	963,40	222,09	0,02	285,41
10,677	0,095	1072	244,26	0,025	303,07
12,882	0,115	1145,4	255,31	0,03	311,89
14,56	0,130	1280,5	280,59	0,04	333,47
15,35	0,137	1304,7	283,57	0,05	344,45
16,56	0,148	1546,89	332	0,06	300,51
16,89	0,151	1750,58	364,42	0,07	307,19
17,46	0,156	1687,5	348,77	0,08	308,85
17,876	0,16	1671,6	343,82	0,08	309,44
18,136	0,162	1562,5	329,82	0,09	295,61
18,896	0,169	1458,7	305,41	0,1	292,45

Fuente: Elaboración propia

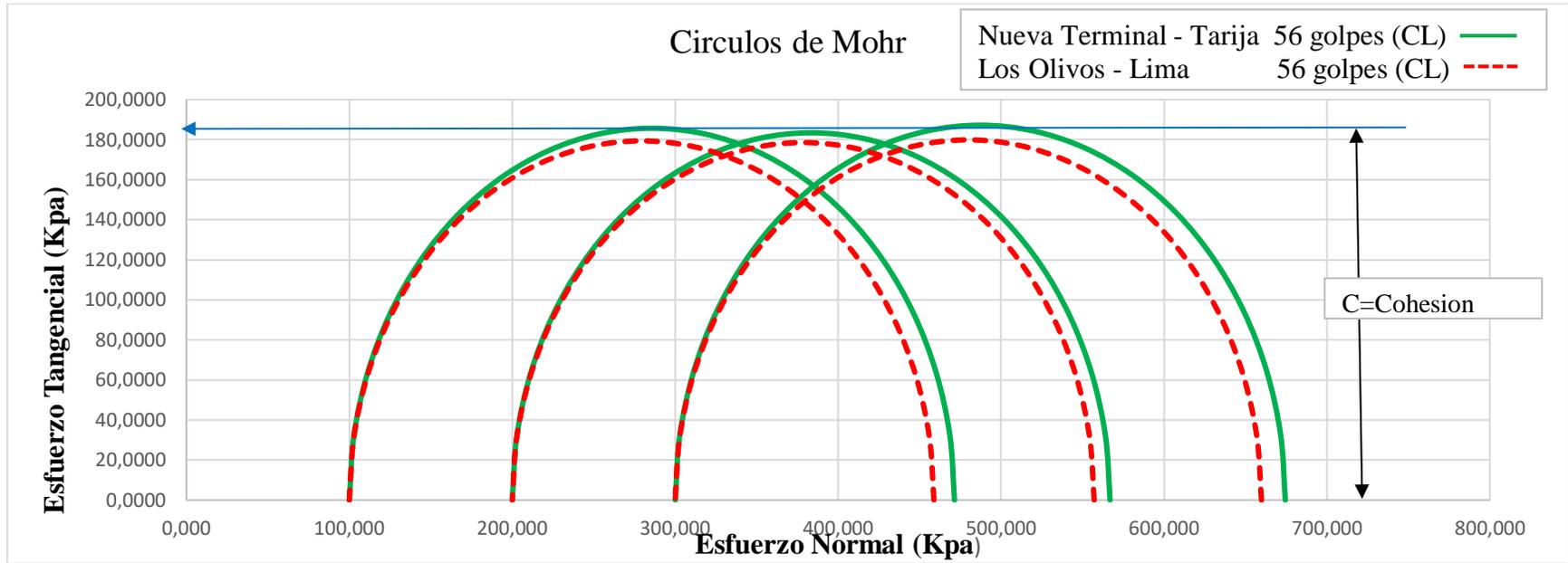
Figura 34 Esfuerzo vs deformación



- ➡ Laime Dery, (2019), UAJMS (56golpes)
- ➡ Uchuypoma Fernando, (2015), Perú (56 golpes)

Fuente: Elaboración propia

Figura 35 Análisis comparativo de circulo de Mohr



Fuente: Elaboración propia

4.12. Aporte académico

Tabla 48 Aporte académico

Nº de golpes	Tipo de Suelo	Variable independiente "x" (Kpa)	Variable dependiente "y" (%)	Ecuación	Correlación
12	(CL)	Cohesión = esfuerzo cortante	CBR	$y = 0,126x - 8,3219$	$R^2 = 0,9488$
25	(CL)	Cohesión = esfuerzo cortante	CBR	$y = 0,113x - 11,336$	$R^2 = 0,9026$
56	(CL)	Cohesión = esfuerzo cortante	CBR	$y = 0,0853x - 8,7029$	$R^2 = 0,9389$

Fuente: Elaboración propia

Tabla 49 Aporte académico de suelos estabilizados

Nº de golpes	Tipo de Suelo	Variable independiente "x" (Kpa)	Variable dependiente "y" (%)	Ecuación	Correlación
12	(CL)	Cohesión = esfuerzo cortante	CBR	$y = 0,126x - 8,3219$	$R^2 = 0,9488$
25	(CL)	Cohesión = esfuerzo cortante	CBR	$y = 0,113x - 11,336$	$R^2 = 0,9026$
56	(CL)	Cohesión = esfuerzo cortante	CBR	$y = 0,0853x - 8,7029$	$R^2 = 0,9389$

Fuente: Elaboración propia

4.13. Validación de modelos propuestos

El presente proyecto cuenta con un aporte académico, donde existe una serie de ecuaciones de correlación. A continuación, tenemos una tabla resumen del proyecto de grado de exestudiantes de la UAJMS que ahora ya son profesionales: Ariel Paco, Rene García, Julio Guerrero y Agustín Fernández donde será nuestro respaldo para poder validar nuestros modelos propuestos ya que las características de suelos en la ciudad de Tarija son muy similares a nuestro proyecto.

Tabla 50 Resumen de ensayos en laboratorio de la ciudad de Tarija

Muestra	Autor	Índice de Plasticidad (%)	CBR (%)	Clasificación Sucs
Carretera a Sella	Ariel Paco	23,47	5	CL arcilla ligera
Fabrica Incertar	Ariel Paco	17,23	4	CL arcilla ligera
Mercado Mayorista	Ariel Paco	17,02	4	CL arcilla ligera
Moto Méndez	Ariel Paco	19,15	5	CH arcilla densa
Los Chapacos	Ariel Paco	28,31	6	CH arcilla densa
El Tejar M1	Rene Garcia	14,74	8	CL arcilla ligera arenosa
El Tejar M2	Rene Garcia	13,43	8	CL arcilla ligera arenosa
El Tejar M3	Rene Garcia	19,04	6	CL arcilla ligera arenosa
Las Barrancas M1	Rene Garcia	15,12	7	CL arcilla ligera arenosa
Las Barrancas M2	Rene Garcia	15,22	6	CL arcilla ligera arenosa
Av. Integración	Rene Garcia	15,88	6	CL arcilla ligera arenosa
Gallinazo, Tablada	Rene Garcia	13,26	7	CL arcilla ligera arenosa
Tolomosa	Rene Garcia	15,19	6	CL arcilla ligera arenosa
Parada al Norte	Julio Guerrero	19,26	5	CL arcilla ligera
San Salvador	Julio Guerrero	18,75	5	CL arcilla ligera
Los Chapacos	Julio Guerrero	24,12	6	CH arcilla densa
Lourdes	Agustin Fernandez	10,90	8	SC arena arcillosa
Morros Blancos	Agustin Fernandez	18,80	5	CL arcilla ligera con arena
El Temporal	Agustin Fernandez	22,10	5	MH limo elastico
San Jorge	Agustin Fernandez	18,30	6	CL arcilla ligera
Torrecillas	Agustin Fernandez	20,30	5	CL arcilla ligera arenosa
San Blas	Agustin Fernandez	16,20	7	CL arcilla ligera
San Luis	Agustin Fernandez	18,50	7	CL arcilla ligera
Los Chapacos	Agustin Fernandez	16,50	6	CL arcilla ligera

Fuente: Proyectos de grado de exestudiantes de la UAJMS.

A continuación, se trabajará con los índices de plasticidad entre 11 a 22 y suelos CL, ya que esas son las condiciones de nuestra correlación para poder trabajar, en este caso la muestra a ocupar será: Los Olivos, Puente Piedra y San Juan que son de la ciudad de Lima Perú ya que se tiene como únicos resultados del ensayo triaxial (U.U.).

Tabla 51 Validación de modelos propuestos

Muestra de Lima - Peru	tipo de suelo	N. de golpes	Triaxial U.U. (Kpa)	Ecuación	C.B.R. (%)
Olivos	CL	12	98,45	$y = 0,126x - 8,3219$	4,08
		25	145,93	$y = 0,113x - 11,336$	5,15
		56	168,45	$y = 0,0853x - 8,7029$	5,67
Puente Piedra	CL	12	102,58	$y = 0,126x - 8,3219$	4,60
		25	152,12	$y = 0,113x - 11,336$	5,85
		56	181,32	$y = 0,0853x - 8,7029$	6,76
San Juan	CL	12	96,78	$y = 0,126x - 8,3219$	3,87
		25	142,12	$y = 0,113x - 11,336$	4,72
		56	168,34	$y = 0,0853x - 8,7029$	5,66

Fuente: Elaboración propia

Se puede evidenciar en nuestros resultados de validación modelos propuestos nuestros CBR para suelos CL en los distintos puntos de la ciudad de Lima – Perú están entre el rango de resultados de CBR, comparando con la tabla anterior de resultados.

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Se observa el cumplimiento de los objetivos generales declarados al inicio de este trabajo y se concluye de la misma que las diferentes correlaciones obtenidas la cohesión por triaxial y ensayo CBR se puede utilizar las gráficas con sus respectivas ecuaciones para determinar el CBR de un suelo, donde solo se puede trabajar con suelos CL con índice de plasticidad entre 11,69 – 21,60, ya que por muchos motivos en laboratorio no se pueda encontrar por la prensa de CBR.

Los resultados obtenidos de CBR mediante la correlación se las validó con modelos propuestos con proyectos de ex estudiantes de la UAJMS, los cuales nombrados a continuación: Ariel Paco, Rene García, Julio Guerrero y Agustín Fernández. Los cuales se concluye que están entre el rango de suelos CL fundamentando por los estudiantes nombrados y tienen unos CBR entre 4 y 8% para suelos CL.

Se clasificó por la norma Sucs las cuales se utiliza generalmente para la investigación y se concluye que son suelos CL de arcilla ligera, arcilla ligera con arena, con índice de grupo desde los 13 hasta los 19, los cuales son dos muestras de cada zona: Fábrica Incertar, Nueva Terminal, San Blas, Los Chapacos, San Salvador y Pampa Galana.

Se realizó el CBR para suelos CL en la ciudad de Tarija, específicamente para zonas ya nombradas y se llega a la conclusión que varían entre 4 y 7% ya que son coherentes con bibliografía existe ya nombrados.

En los ensayos realizados de triaxial no drenado no consolidado donde se obtuvo los cálculos de círculo de Mohr existe una variación muy mínima ya que aparentemente hubiera un ángulo de fricción, pero este ensayo triaxial no drenado no consolidado, no tiene como resultado ángulo de fricción por lo tanto lo despreciamos y consideramos cero el ángulo de fricción.

Los resultados obtenidos de la cohesión de los diferentes bancos de muestra. El triaxial ensayo no drenado no consolidado hay una variación aproximada entre 30-60 kPa por los diferentes golpes de 12,25 y 56, ya que su compactación y densidad no es la misma.

Para las obras civiles tales como: Taludes, presas de tierra, fundaciones de estructuras, muros de contención y todas aquellas estructuras que se vayan a cimentar sobre suelos cohesivos se requiere la evaluación de la resistencia al corte del suelo.

El método de estabilización de suelos con cal del Ing. Orlando Mendieta, Enciclopedia de pavimentos en Bolivia pg. 70, teniendo como resultados muy favorables y muy cercanos comparándoles con proyectos de ex universitarios de la UAJMS nombrados a continuación: Ariel Paco Cáceres, Julio Cesar Guerrero Irahola, Agustín Fernández Chura. Se puede concluir que es muy efectivo y da buenos resultados en la ciudad de Tarija.

El ensayo triaxial (U.U.) comprobando sus resultados con ensayos de la Universidad Peruana Los Andes de una muestra de suelos CL, cohesiva a 56 golpes, se puede analizar que el esfuerzo desviador máximo varía entre 19.97 kPa, dando al menor de 344.45 kPa a suelos CL en Lima – Perú y el mayor 364.45kPa a suelos CL Tarija – Bolivia con las mismas condiciones. Analizando los resultados se concluye que son muy cercanos y muy confiables para los futuros cálculos o uso de las ecuaciones.

5.2. Recomendaciones

Observando el cumplimiento de los objetivos generales declarados al inicio del trabajo se recomienda usar estas tablas de correlación con sus respectivas ecuaciones solo en los tipos de suelos CL, con un índice de plasticidad entre 11,69 – 21,6% y con la procedencia del mismo lugar de extracción.

Se recomienda el método de diseño de enciclopedia de pavimentos aplicables en Bolivia de la pág.70 donde con el índice plástico y tamiz que pasa el número 40 , para la estabilización de suelos con cal y ensayos requeridos para garantizar un desempeño adecuado y la correcta estabilización de las sub-rasantes.

Se recomienda realizar el ensayo triaxial no drenado no consolidado en arcillas remodeladas a condiciones de humedad óptima y densidad máxima para poder tener características máximas y así poder determinar sus parámetros de resistencia en las mismas condiciones y poder compararlas.

Todo trabajo realizado debe contar previamente con una planificación y diseño adecuados para evitar costos innecesarios que afecten la calidad del producto final.

Es importante conocer el manejo apropiado, tanto de la muestra como del equipo triaxial que se utiliza en el ensayo. Se debe tener en cuenta que en la práctica de la prueba se tienen pérdidas de presión y que los datos varían de acuerdo al operador.

Se recomienda al operador del equipo triaxial debe estar concentrado en la actividad que realiza y con amplio conocimiento de la materia, de no ser así se corre el riesgo romper presiones en lo que lleva a la ruptura de válvulas, mangueras, etc. y muchos otros accesorios del equipo que su costo asciende a costos altísimos.

Los parámetros y esfuerzos efectivos son útiles para estudios de suelo donde se requiera conocer su comportamiento en diferentes estados. En las obras civiles de gran envergadura es importante evaluar y analizar todos los posibles escenarios para tener una mayor certeza sobre el diseño de la cimentación.