

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

El suelo es el material de construcción más usado porque aparece en la mayoría de las obras, por razones medio ambientales y económicas. En las obras de construcción de carreteras se recomienda usar el suelo in situ, sin embargo, mayormente este no representa las características adecuadas para cumplir las exigencias de calidad establecidas.

La estabilización es un método que se utiliza para mejorar las propiedades de un suelo, dependiendo de las características que se quieren mejorar se selecciona la técnica estabilizadora más eficiente. Una correcta estabilización ocasiona que el suelo in situ pueda mejorar sus propiedades fisico-mecánicas.

Inicialmente en este proyecto se trabajó con los suelos del municipio “El Puente” que es una localidad de Bolivia, ubicado en la provincia Eustaquio Méndez del departamento de Tarija. En la localidad existe un problema que ha motivado proponer una alternativa de solución en la estabilización de suelos de mala calidad, con el propósito de mejorar las características geomecánicas del material que componen las vías de acceso a este lugar.

Sin embargo, luego de realizar los estudios correspondientes, se concluyó que el material de esta zona no es laterítico, por lo tanto, no es representativo para el objetivo de este proyecto. (Ver Anexo-F)

Por tal situación se cambió la zona de estudio, derivándolo a la zona oriental del nuestro medio, específicamente al municipio de “Santa Rosa” ubicada en el departamento del Beni donde sí se tiene los suelos “lateríticos” en buena cantidad, esto al ser una región tropical que induce a la formación de este tipo de suelos.

En este trabajo de investigación se lleva a cabo la evaluación del comportamiento de los valores CBR y su Expansión de los suelos “lateríticos” mediante la aplicación de tres agentes estabilizantes Cal, Cemento y aluvial, a fin de determinar cuál es el estabilizante más óptimo.

1.2. Situación problemática

El suelo laterítico a medida que pasa el tiempo generalmente sufre una transformación y desintegración que ocasiona que baje su valor de resistencia CBR y esto da la necesidad de aumentar un aditivo que pueda mejorar sus propiedades de resistencia.

Por tal situación, este trabajo busca explorar la posibilidad de utilizar como agentes estabilizantes, a la Cal, el Cemento y Suelo aluvial. Aplicada al estudio de suelos lateríticos a fin de mejorar las sus propiedades geomecánicas, principalmente evaluar sus valores de CBR y Expansión.

1.2.1. Problema

La calidad de los suelos in-situ, se debe garantizar su durabilidad y resistencia, los suelos lateríticos en la mayoría de ocasiones, no presentan buenas características geomecánicas para su uso en la construcción de carreteras, por lo que se hace necesario buscar alternativas de estabilización de estos suelos que mejores sus propiedades ingenieriles.

Una vez identificado la falta de estabilidad de suelo laterítico por esta razón nace la pregunta.

¿Cuál es la variación de las propiedades geomecánicas del suelo laterítico, con la aplicación de tres estabilizantes?

1.2.2. Delimitación temporal y espacial del problema

Esta investigación se ha realizado en el periodo comprendido entre septiembre del 2019 hasta diciembre 2021, la recopilación de la información enfocado al futuro, porque en ese periodo se busca utilizar y optimizar suelos lateríticos.

El estudio se realizará en la carretera del municipio Santa Rosa del departamento del Beni, delimitado por tres puntos específicos que se encuentran alrededor de este municipio, Santa Rosa, Santa Rosa Riberalta y Santa Rosa Rurrenabaque.

1.3. Justificación

Aportar un documento de referencia, del estudio de suelos lateríticos con el uso de diferentes estabilizantes, que evalúen sus propiedades de resistencia CBR y Expansión, con el fin de determinar las mejores condiciones para su uso.

Promover el estudio e interés de suelos lateríticos en nuestro medio, con el uso de estabilizantes que puedan mejorar sus propiedades ingenieriles.

Como ya se había mencionado en los antecedentes de este proyecto, se realizó el cambio de la zona de estudio del municipio del Puente (Tarija) al municipio de Santa Rosa (Beni), debido a que el material del municipio del Puente no es Laterítico esto según el ensayo de identificación que se realizó en laboratorio, que se adjunta en los anexos de este proyecto.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Contrastar el CBR y la expansión de un suelo laterítico realizando tres tipos de estabilizantes, de tal manera que se pueda establecer el más óptimo para su aplicación en este tipo de suelo.

1.4.2. Objetivos específicos

- Realizar la extracción de muestras del suelo tipo laterita, de la zona de estudio definida en este proyecto.
- Realizar la clasificación de la muestra, para evaluar si es un suelo tipo laterita, mediante la clasificación MCT de la norma Brasileña.
- Realizar la caracterización suelo mediante los ensayos de granulometría, límites, clasificación, compactación y otros.
- Realizar ensayos de mini CBR y su Expansión aplicada suelos del tipo laterítico.

- Realizar ensayos de mini CBR y su Expansión del suelo laterítico más sus estabilizantes Cal, Cemento y Aluvial.
- Elaborar las comparaciones de los valores CBR y expansiones, para suelo estabilizado.
- Elaborar las conclusiones y recomendaciones del uso de estos estabilizantes en suelos lateríticos.

1.5. Hipótesis

Realizando los ensayos en laboratorio, se podrá comparar sus propiedades de CBR y Expansión con tres tipos de estabilización, determinando el más óptimo para la correspondiente aplicación en suelos lateríticos.

1.6. Identificación de las variables

1.6.1. Variable independiente

Porcentajes diferentes para cada estabilización con los siguientes aditivos:

- Cal
- Cemento
- Suelo aluvial.

1.6.2. Variable dependiente

- Mini CBR
- Expansión.

1.6.3. Conceptualización y operacionalización de las variables

Tabla 1.1 - Operacionalización de las variables independientes

Variable Independiente	Conceptualización	Dimensión	Indicador	Valor/ Acción
Cemento	Características del cemento	Finura de cemento	%	% en peso, residuo que no pasa el tamiz N 200
		Peso específico	gramo/cm ³	Método calibración del frasco volumétrico.
Suelo aluvial	Las propiedades de los suelos son características que identifican y lo distinguen.	Humedad	Porcentaje %	Relación entre el peso y su volumen
		Límites de Atterberg	Porcentaje %	Relación entre el peso y su volumen
		Granulometría	Porcentaje %	Se expresa cuantitativamente
		Plasticidad	Grado de deformación	Determinación mediante la diferencia entre LL y LP.
		CBR	Resistencia	Uso de la prensa hidráulica

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 1.2 - Operacionalización de las variables dependientes

Variable Dependiente	Conceptualización	Dimensión	Indicador	Valor/Acción
	El CBR, sirve para evaluar la calidad relativa del suelo o de	Compactación	g/cm^3 %	Densidad máx. Curva de compactación

Prueba de CBR y expansión	las mezclas de suelo con un parámetro de valoración para su utilización en Subrasante, sub base o base.	Curado	Tiempo (t)	Sugerir en agua en tiempos diferentes.
		Expansión	Tiempo (t) %	Por día de saturación medición de hinchamiento
		Resistencia	Penetración (plg) %	Uso de prensa CBR. dividiendo resistencia del suelo con la resistencia patrón.

Fuente: Elaboración propia.

1.7. Identificación del tipo de investigación

La presente investigación se ubica de nivel experimental de enfoque cuantitativo de tipo de diseño experimental por manipular los porcentajes de las variables.

1.8. Unidades de estudio y decisión muestral

1.8.1. Unidad de estudio

En este trabajo la unidad o área de estudio se centrará en el comportamiento del suelo laterítico con la estabilización y de esta manera saber cómo influirá en el comportamiento geomecánico.

1.8.2. Población

Se consideró como población de estudio los suelos lateríticos que se encuentran en departamento del Beni, municipio de Santa Rosa.

1.8.3. Muestra

Consiste en obtener muestras de suelos de los bancos de préstamo, de tal manera cada una de dichas muestras tengan la misma probabilidad de ser elegidas para el trabajo.

1.8.4. Selección de las técnicas de muestreo

Esto marcando un área donde se encuentren dichas muestras y elegir las en accesos del municipio Santa Rosa del departamento del Beni.

1.9. Métodos y técnicas empleadas

Para la evaluación de suelos lateríticos, la bibliografía exige el uso de la metodología MCT de la norma brasileña que consiste en el uso de ensayos en miniatura, Mini CBR, Mini Compactación y Mini MCV. Por lo tanto, con las muestras extraídas de los bancos se realizará los ensayos en el Laboratorio de Geotecnia GTUMSS en la ciudad de Cochabamba, ya que solo en esta unidad se tiene a disposición los equipos para los ensayos de la metodología MCT.

1.9.1. Métodos

La realización el trabajo de investigación se planteará como:

Experimental; puesto que se realizan ensayos en laboratorio para evaluar el comportamiento de los suelos lateríticos.

1.9.2. Técnicas

Los procedimientos que se aplican consisten de forma general en hacer mezclas de suelos lateríticos, con diferentes aditivos para su estabilización, con el uso de Cal, Cemento y suelo aluvial.

1.10. Procesamiento de la información

Una vez realizado los ensayos en laboratorio correspondientes en la evaluación de suelos lateríticos, con la incorporación de los tres estabilizantes, se procederá a realizar gráficos comparativos de los resultados, los cuales será analizados para evaluar el mejoramiento de estos suelos.

1.11. Alcance de la investigación

El presente trabajo de investigación pretende aportar al lector involucrado información acerca del estudio de suelos lateríticos, y el uso de aditivos de estabilización en estos tipos de suelo, con el fin de mejorar las propiedades geomecánicas.

El trabajo consiste principalmente en evaluar los valores de resistencia CBR y su Expansión en los suelos lateríticos mediante la metodología MCT, con el uso de tres diferentes estabilizantes que mejoren sus propiedades físico-mecánicas.

CAPÍTULO II FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. Introducción

En las regiones tropicales se producen fenómenos como el predominio de las altas temperaturas, la no congelación del subsuelo, alta pluviosidad y la lixiviación. Debido a estas características generales de extensas zonas de climas tropicales, se forman los suelos tropicales lateríticos.

En este proyecto se evaluará un estudio comparativo principalmente del índice CBR y su expansión en suelos lateríticos mediante tres estabilizantes (Cal, Cemento y Aluvial).

2.2. Suelos lateríticos

Schellmann (1986), define a los suelos lateríticos como materiales térreos que han sido expuestos durante largos periodos de tiempo a condiciones de saturación y temperaturas elevadas, esta exposición produce en el suelo un enriquecimiento de óxidos e hidróxidos de hierro y aluminio que contrasta con el bajo contenido de sílice y la ausencia de otros minerales comunes en el suelo. Los suelos lateríticos cuyo nombre proviene del latín *Later* que significa color ladrillo, son resultado de la actuación de los procesos de lateralización de partes bien drenadas en regiones *tropicales húmedas*.

Figura 2.1 – Sección transversal suelo laterítico



Fuente: Smuay, 2010.

2.2.1. Características de los suelos lateríticos

Estos suelos presentan enriquecimiento de su parte fina, por óxidos e hidróxidos de hierro y/o aluminio y la permanencia del mineral caolinita. Las placas de caolinita son cementadas por los óxidos y los hidróxidos, produciendo una microestructura con aspecto de "palomitas". Su fracción arena, fina y gruesa, está constituida, generalmente, de cuarzo. Poseen aspecto uniforme, una estructura porosa y coloraciones típicas debido a los óxidos presentes, como rojo, amarillo, marrón y anaranjado.

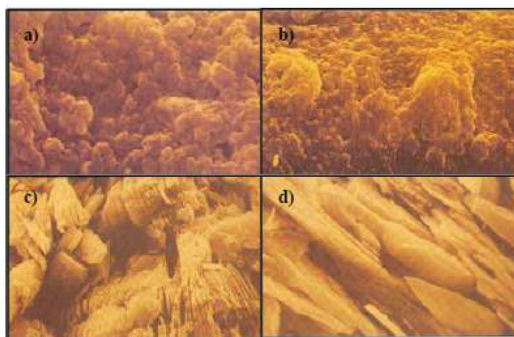
En su gran parte su granulometría, las partículas son inferiores a 2 mm de diámetro y en algunos lugares pueden presentar, insertados en su constitución, pedregales lateríticos denominados laterita, que son masas consolidadas, masivas o porosas, de la misma mineralogía de los suelos lateríticos y que han sido muy aprovechados como materiales de construcción vial.

2.2.2. Micro estructura

Los suelos lateríticos presentan una serie de peculiaridades, de las cuales se destacan las siguientes:

- Los granos constituyentes no aparecen muy individualizados, estando la mayoría de ellos unidos por una masa aparente amorfa.
- Los contornos de los granos son nítidamente redondeados, existiendo indicios de la existencia de vacíos internos.
- Los contornos de los granos tienen dimensión predominantemente de orden micrométrico.
- La Figura 2.2 muestra que los suelos lateríticos han sido comúnmente designados como una micro estructura en forma de pipocas o esponja.
- La micro estructura descrita de los suelos lateríticos, no se destruye totalmente por los procesos normales de construcción en pavimentos y obras de tierra (Nogami y Villibor).

Figura 2.2 - Micro estructuras típica de suelos Lateríticos y Saprolíticos.



Fuente: Nogami e Villibor, 1995.

Donde:

- a) Suelo laterítico rojo-amarillento, arcilloso.
- b) Suelo laterítico rojo-amarillento, arenoso.
- c) Suelo saprolítico micáceo con micro cristales de Caolinita.
- d) Suelo saprolítico con Filita.

2.3. Suelos lateríticos en Bolivia

En Bolivia los suelos de comportamiento laterítico se forman en las regiones del oriente, debido a las diversas condiciones favorables que aportaron distintas eras geológicas y a las condiciones climáticas intensas de estas regiones (temperaturas elevadas, alta pluviosidad etc.).

A continuación, se realizará una evaluación de los procesos y factores que aportan en la formación de suelos tropicales lateríticos en Bolivia.

Figura 2.3 – Region oriental de Bolivia.



Fuente: DYNC Editorial.

2.3.1. Material paternal

Bolivia representa la síntesis geográfica y geológica del continente Sudamericano ya que en su territorio se presentan rocas correspondientes a todas las eras Geológicas. La exposición de las unidades de rocas más antiguas (primeras etapas en el desarrollo de la tierra) se encuentran principalmente en la región oriental del país y se las conoce como el Precámbrico Boliviano.

El Precámbrico Boliviano, forma parte del Escudo Central Brasileño o Cratón de Guaporé, comprendiendo rocas cristalinas proterozoicas, lateritas terciarias y cuencas aluvionales cuaternarias.

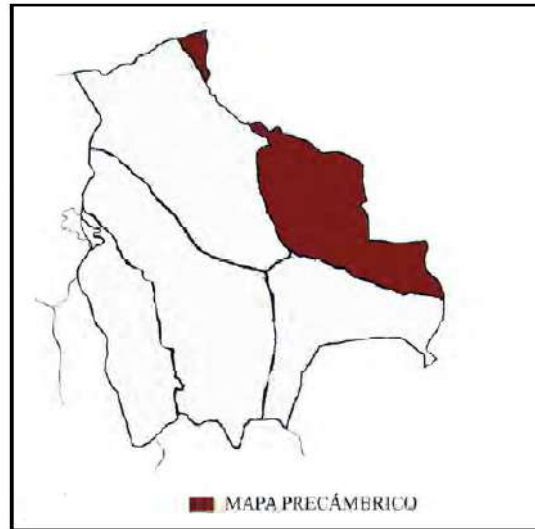
Esta región presenta un bloque enorme de rocas precámbricas que fueron laterizadas profundamente desde el Mioceno (cuarto periodo de la era terciaria).

Las zonas con mayor ocurrencia de suelos lateríticos, ocupan las extensas zonas del precámbrico en el oriente y noreste del país, zonas caracterizadas por afloramiento de rocas precámbricas intensamente plegadas donde el intemperismo tropical ha producido la caolinización y la laterización.

Las zonas con suelos lateríticos en Bolivia abarcan las provincias Chiquitos, Sandóval, Velasco, Ñuflo de Chávez en Santa Cruz, provincias Iténez, Yacuma, Vaca Diez en Beni y parte de la provincia Federico Román en Pando.

Además del precámbrico con grandes extensiones de zonas laterizadas, en las Llanuras Chaco-Benianas existen menores extensiones de tierras rojas, que se han formado debido a que en algún momento de la historia geológica, las condiciones han sido favorables para que se produzca una meteorización intensa que ha dado lugar a los procesos de laterización y/o latosolización.

Figura 2.4 - Mapa del escudo precámbrico en Bolivia

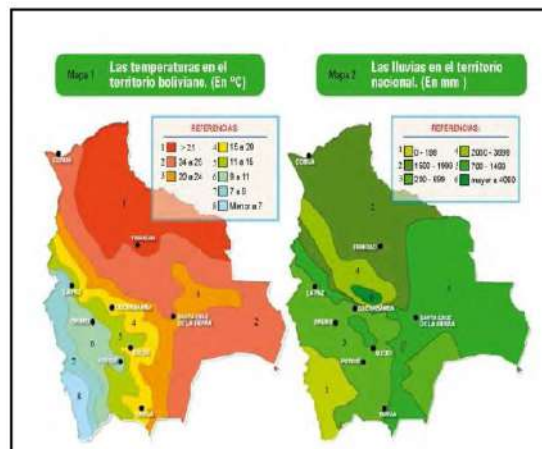


Fuente: Salomón Rivas.

2.3.2. Clima

Las precipitaciones intensas y temperaturas elevadas en las regiones del Oriente Boliviano favorecen a la meteorización intensa, en la Figura 2.5, Se puede observar que las regiones con temperaturas mínimas de 20°C y precipitaciones medias anuales superiores a 1000 mm son predominantes en el oriente del país, aportando al desarrollo de los procesos de laterización y/o latozolización.

Figura 2.5 - Mapas de zonas climáticas de Bolivia (Bolivia fisiografía fauna y flora).



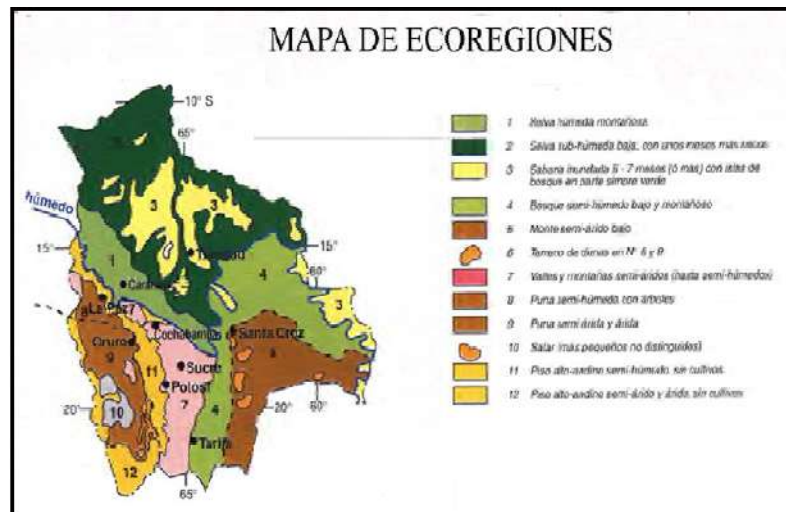
Fuente: Mapas de zonas climáticas de Bolivia.

2.3.3. Biosfera

Otros de los factores importantes para que se lleve a cabo la formación de lateritas y suelos lateríticos, son las regiones húmedas, presencia de materia orgánica, terrenos ondulados y la abundante vegetación.

En la Figura 2.6 se puede observar que estos factores se dan con mayor abundancia en las regiones del oriente.

Figura 2.6 - Mapa de eco regiones en Bolivia (Bolivia fisiografía fauna y flora).



Fuente: Mapa de eco regiones en Bolivia.

A consecuencia de los factores descritos, se producen fenómenos característicos de la laterización y/o latozolización (lixiviación, meteorización química, acumulación de sustancias, etc.). Estos procesos (o fenómenos) han aportado en la formación de grandes extensiones de suelos lateríticos y lateritas en el Oriente y Noreste Boliviano.

2.4. Metodología para la identificación de suelos lateríticos

Para la identificación de suelos lateríticos básicamente hay 2 metodologías, uno mediante una estimación de descripción visual y la otra más eficiente que es mediante una clasificación conocida como “MCT” con ensayos en laboratorio.

2.4.1. Descripción visual

Características para la identificación de suelos lateríticos:

- Pequeña diferenciación de horizontes, debido a que horizontes vegetales u orgánicos pueden ser poco distinguidos.
- Colores predominantes: rojo, amarillo y marrón.
- Espesores grandes, pudiendo alcanzar decenas de metros.
- Elevada porosidad, elevada permeabilidad.
- Variedad granulométrica, desde arcilla hasta arena arcillosa
- Principales grupos pedológicos: latosoles purpuras, latosoles rojos-oscuros y latosoles rojos-amarillentos.
- Estructura caracterizada por poseer frecuentemente, agregados (terrones) con una variedad arcillosa y presencia de serosidad (superficie arcillosa brillante).
- Condiciones de drenaje frecuentemente perjudicadas por la presencia de horizontes arcillosos.

2.4.2. Identificación mediante clasificación MCT

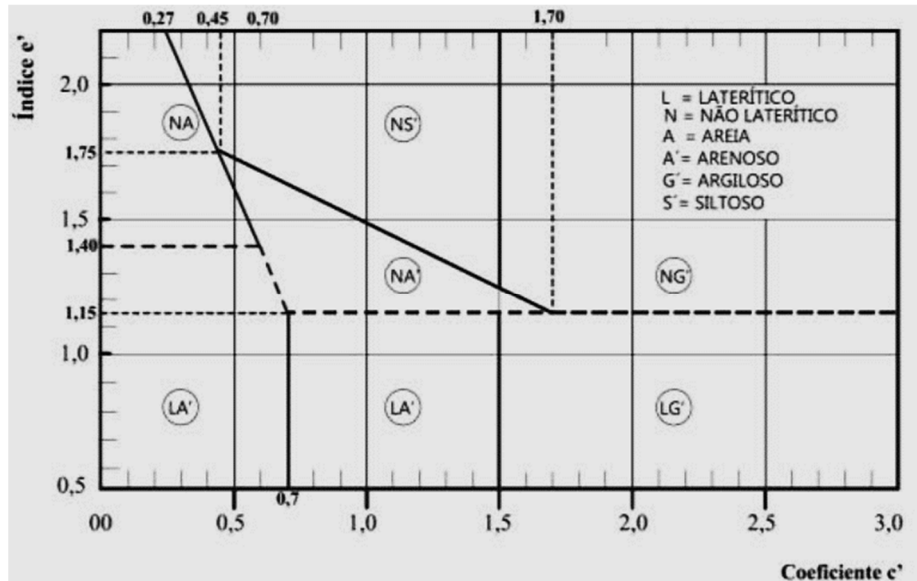
Los suelos lateríticos presentan una amplia gama de variaciones en sus propiedades geológico y geotécnicas, estas características pueden no ser previsibles por los procedimientos tradicionales de clasificación geotécnica establecidos para suelos de regiones de clima templado. Para ello Nogami y Villibor desarrollaron la sistemática “*MCT (Miniatura Compactada Tropical), aplicada exclusivamente para la identificación de suelos lateríticos*” aplicada en suelos finos lateríticos y que basan sus procedimientos en las normas DNER (Departamento Nacional De Carreteras de Brasil).

2.4.2.1. Metodología de clasificación MCT

En 1981, Nogami y Villibor propusieron un nuevo sistema de clasificación denominado Miniatura Compactada Tropical (MCT). Generaron un ábaco de clasificación, realizaron la distribución de estos suelos en un gráfico que combina el coeficiente c' el cual está asociado a la arcillosidad del suelo y el índice e' que se refiere al carácter laterítico del

suelo. Para determinar estos valores son necesarios los ensayos de Mini-MCV y pérdida de masa por inmersión, que tiene como objetivo la clasificación geotécnica de los suelos tropicales. En la figura 2.7, podemos observar el gráfico clasificatorio MCT.

Figura 2.7 - Gráfico de la clasificación de suelos MCT



Fuente: Villibor, D. y Nogami, J. (2009).

Los suelos lateríticos, según la clasificación MCT, pueden pertenecer a los siguientes grupos:

- **Suelos de comportamiento laterítico, designados por la letra "L", subdivididos en 3 grupos:**

LA = Arena laterítica cuarzoso.

LA' = Suelo arenoso laterítico.

LG' = Suelo arcilloso laterítico.

- **Suelos de comportamiento no laterítico, designados por la letra "N", subdivididos en 4 grupos:**

NA = Arenas, limos y mezclas de arenas y limos con predominio de grano de cuarzo y/o mica, no laterítico.

NA' = Mezclas de arenas cuarzosas con finos de comportamiento no laterítico.

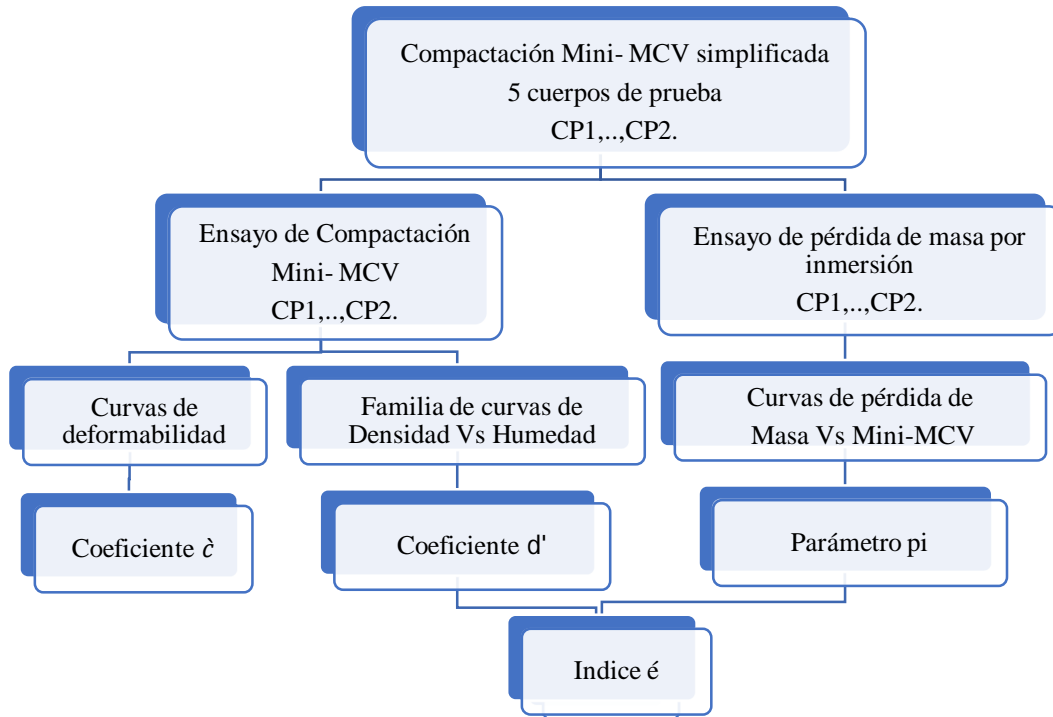
NS' = Suelos limosos no laterítico.

NG' = Suelo arcilloso no laterítico.

2.4.2.2. Procedimiento para clasificación MCT

La siguiente Figura 2.8 se presenta de forma esquemática el programa de ensayos para la clasificación MCT, así como los datos obtenidos en cada uno de ellos.

Figura 2.8 - Flujo para la clasificación MCT



Fuente: Villibor, D. y Nogami, J. (2009)

Para la clasificación MCT, se requiere que las muestras de suelos finos tengan un mínimo del 95% pasando al tamiz N°10 de 2,00mm. Para cada muestra se moldean 5 cuerpos de prueba con diferentes niveles de humedad, con los 5 cuerpos de prueba se ejecuta el Ensayo de Pérdida de Masa por Inmersión (π) y el Ensayo de Compactación Mini-MCV. Los resultados de dichos ensayos generan tres curvas que nos permiten realizar la clasificación geotécnica MCT, dichas curvas se denominan:

- Curvas de deformabilidad Mini-MCV.
- Curvas de compactación Mini-MCV.
- Pérdida de masa por inmersión.

2.4.2.3. Ensayos de laboratorio para la clasificación MCT

Para la clasificación de suelos lateríticos se deben realizar los siguientes ensayos en laboratorio:

- Compactación Mini-MCV (según norma DNER-ME 258/94).
- Pérdida de masa por inmersión (según norma DNER-ME 256/94).

2.4.2.4. Ensayo de compactación Mini - MCV

Este ensayo fue desarrollado para estudios de suelos tropicales en dimensiones reducidas, por Nogami y Villibor en 1980 y denominado de Mini-MCV. Se basó en el método propuesto por Parsons en 1976, conocido como ensayo MCV, Valor de la condición de humedad (Moisture Condition Value).

El ensayo Mini-MCV, se basa en la norma DNER-ME 258/94 y tiene como objetivo.

Determinar coeficientes empíricos que se utilizan en la caracterización y clasificación de suelos tropicales que pasan en el tamiz de 2 mm de apertura. El proceso consiste en aplicar al cuerpo de prueba de 50 mm de diámetro, con un determinado contenido de humedad, un número creciente de golpes hasta que no haya un aumento sensible en su densidad.

El valor de Mini-MCV se obtiene, al verificar la altura del cuerpo de prueba en función de un número creciente de golpes, consiguiendo entonces relacionar en peso específico del suelo en función del logaritmo del número de golpes con energías crecientes (B_n) mediante curvas, denominadas curvas de deformabilidad o de Mini-MCV, se toma una curva correspondiente a un determinado contenido de humedad y se busca su intersección con la recta de ecuación $a = 2\text{mm}$ que es paralela al eje de las abscisas, enseguida se busca el número de golpes correspondiente, el valor Mini-MCV en función del número de golpes aplicados al cuerpo de prueba está dado por la ecuación:

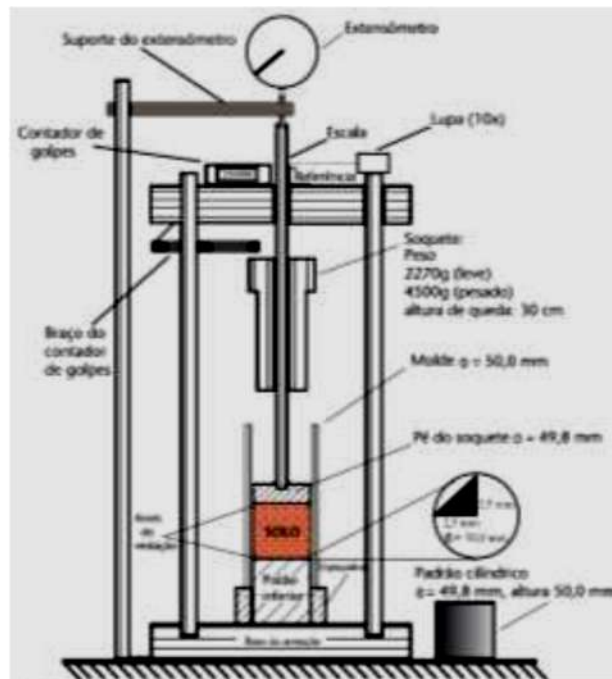
$$\mathbf{Mini - MCV = 10\text{Log}B_n}$$

Donde:

- **Log** = Es el logaritmo de base decimal.
- **Bn** = El número de golpes que resulta de la intersección de la curva Mini - MCV con la recta $\Delta n = 2\text{mm}$.

En la siguiente figura se muestra el equipo empleado en el ensayo Mini-MCV.

Figura 2.9 - Equipo de compactador miniatura



Fuente: Villibor, D. y Nogami, J. (2009).

Con los datos obtenidos del ensayo de compactación Mini - MCV se generan las curvas "n versus Δn " también denominada curva de deformabilidad, de donde se obtiene el coeficiente c' y la curva "H versus MEAS" para obtener el coeficiente d' . *Los coeficientes c' y d' al final serán empleados para realizar la Clasificación Geotécnica MCT.*

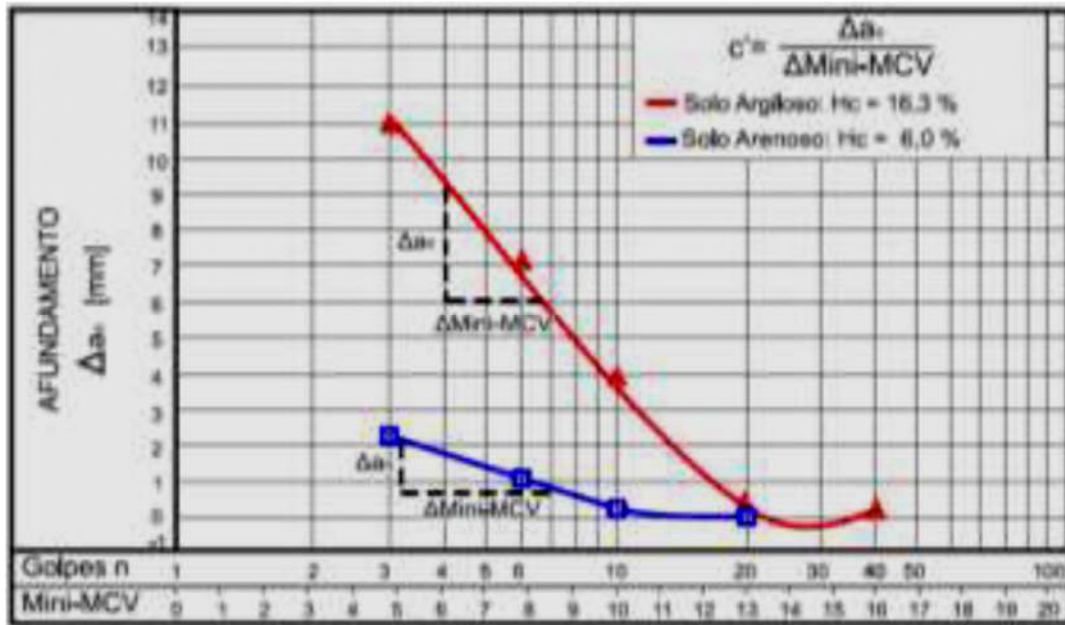
- **Curva de deformabilidad y coeficiente c'**

Durante el proceso de compactación se realizan medidas de la altura del cuerpo de prueba para la determinación de las MEAS. Para cada contenido de humedad de compactación (H_{ci}) se traza la curva de número de golpes de referencia (n) en función del hundimiento

del CP. Estas curvas son denominadas como "Curvas de Deformabilidad" o "Curvas de Mini-MCV" pues a partir de ellas se puede determinar el Mini-MCV del suelo estudiado.

El coeficiente angular, dado por la inclinación de cada una de las curvas trazadas, se denomina coeficiente c' , es obtenido de la variación del hundimiento por la variación del Mini-MCV de la parte rectilínea de la curva de deformabilidad. En la Figura 2.10, se puede observar un ejemplo de curvas de deformabilidad.

Figura 2.10 - Ejemplo de curvas de deformabilidad



Fuente: Villibor, D. y Nogami, J. (2009).

El cálculo del coeficiente c' se realiza con la siguiente fórmula:

$$c' = \frac{\Delta a}{\Delta \text{Mini} - \text{MCV}}$$

Donde:

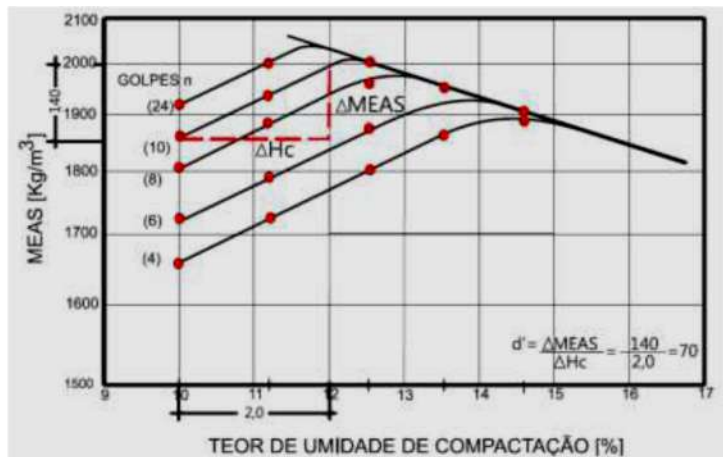
Δ = Variación de hundimiento

$\Delta \text{Mini} - \text{MCV}$ = Variación del Mini - MCV

- **Curva de compactación Mini-MCV y coeficiente d'**

Con las alturas del cuerpo de prueba correspondiente a los números de golpes (An) de los cuerpos de prueba compactados, se calculan las masas específicas aparentes secas (MEAS), se traza la curva de "MEAS versus Hc". El coeficiente d' es la inclinación, medida en las proximidades de la MEASmáx, de la parte rectilínea de la rama seca de la curva de compactación correspondiente a 12 golpes del ensayo Mini- MCV. En la Figura 2.11, se muestran un ejemplo de curvas "MEAS versus Hc" de un suelo laterítico.

Figura 2.11 - Ejemplo de curvas de compactación



Fuente: Villibor, D. y Nogami, J. (2009).

El cálculo del coeficiente d' se realiza con la siguiente fórmula:

$$d' = \frac{\Delta MEAS}{\Delta Hc}$$

Donde:

$\Delta MEAS$ = Variación de masas específicas aparentes secas.

ΔHc = Variación de humedad de compactación.

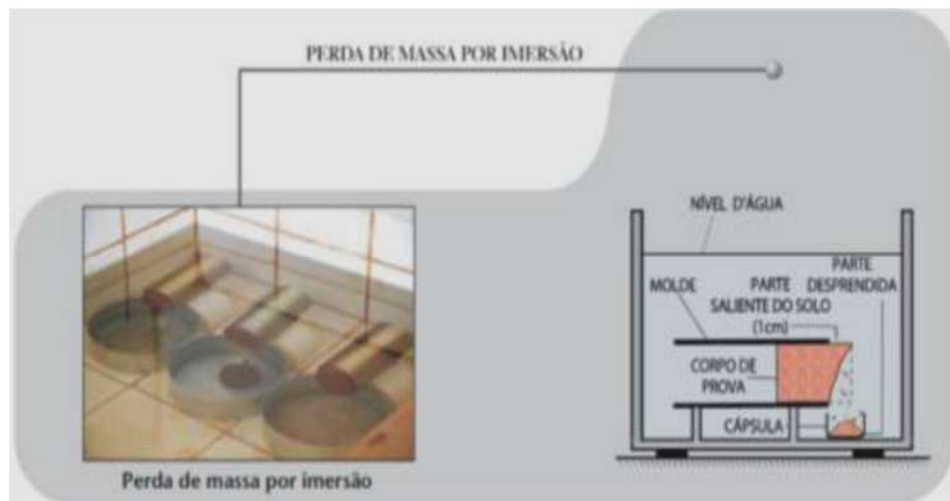
Las arcillas lateríticas, en general, poseen d' arriba de 20 (kg/m³) /%, mientras que las arcillas no lateríticas no alcanzan ese valor, quedando por debajo de 10 (kg/m³)/%. Las arenas puras poseen d' bajo, mientras que las arenas arcillosas pueden tener d' elevado, sobrepasando 100 (kg/m³)/%.

2.4.2.5. Ensayo pérdida de masa por inmersión

Este ensayo fue propuesto por Villibor (1981), está basado en la norma DNER-ME 256/94, tiene el objetivo de determinación de la pérdida de masa por inmersión en agua, de suelos tropicales compactados, en laboratorio, con uso de equipo miniatura, objetivando su clasificación y previsión de su estabilidad superficial a la acción de las intemperies. La finalidad del ensayo, es proporcionar el *coeficiente e'* para realizar la clasificación MCT, También fue desarrollado para distinguir los suelos tropicales con comportamiento laterítico de aquellos con comportamiento no laterítico.

Para su ejecución se emplean cinco cuerpos de prueba previamente compactados según el método Mini-MCV. Posteriormente, la muestra de suelo compactada en el molde es parcialmente extraída hasta que se obtenga una saliente de 10 mm del cuerpo de prueba cilíndrico, luego se coloca en reposo inmerso en agua en posición horizontal por un periodo de 24 horas, una cápsula es colocada por debajo del área expuesta de la muestra para que cuando ocurra la erosión de la parte expuesta de la muestra, el suelo caiga dentro de la cápsula, con el fin de medir la masa desprendida del cuerpo de prueba, recurrido el tiempo dicho, el molde y la muestra dentro de la cápsula es cuidadosamente retirado, se pone a secar la muestra para la determinación de la masa desprendida. En la figura 2.12, se muestra una foto ilustrativa del ensayo.

Figura 2.12 Foto ilustrativa y bosquejo de la prueba



Fuente: Villibor, D. y Nogami, J. (2009).

Con los resultados obtenidos del ensayo de pérdida de masa por inmersión, se calcula el parámetro (P_i) correspondiente para cada CP por la siguiente ecuación:

$$P_i = 100 \times \frac{M_e}{M_d} \times F_c$$

Donde:

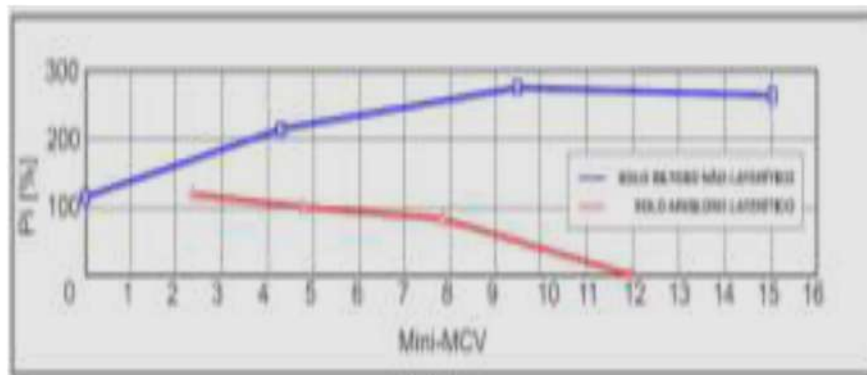
M_d = Masa seca desprendida (g).

M_e = Masa seca extruida = 1,0 cm x área del CP x MEAS (g)

F_c = Factor de corrección.

El valor de P_i del suelo, se calcula entrando en la curva de P_i versus Mini-MCV, siendo este el valor en %, correspondiente a el valor de Mini-MCV determinado en el ensayo de compactación previo. En la figura 2.13, se puede observar un ejemplo.

Figura 2.13: Ejemplo de curvas "pi versus mini-mcv"



Fuente: Villibor, D. y Nogami, J. (2009).

2.4.2.6. Clasificación final y propiedades de los suelos de los grupos MCT

Una vez obtenidos los índices d' y P_i , se realiza la clasificación empleando el gráfico clasificatorio propuesto por Nogami y Villibor. Dicho gráfico está en función al coeficiente c' y e' .

El coeficiente e' se calcula a partir del coeficiente d' y del parámetro P_i , obtenido según la expresión:

$$e' = \sqrt{Pi100+20d'}$$

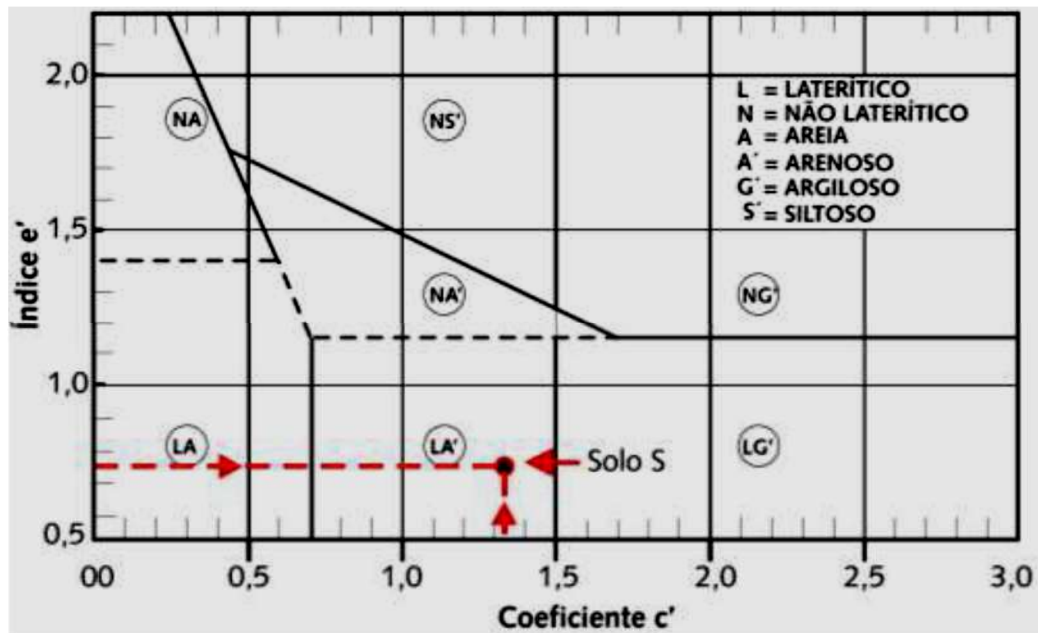
Donde:

d' = Coeficiente angular de la parte rectilínea o asimilable a una recta, más inclinada del ramo seco de la curva de compactación, correspondiente a 10 golpes.

Pi = Parámetro de pérdida de masa por inmersión, expresada en porcentaje.

En la figura 2.14, se muestra un ejemplo de clasificación MCT, en el cual la intersección del índice e' con el coeficiente c' , corresponde al suelo clasificado.

Figura 2.14 - Gráfico clasificatorio MCT



Fuente: Villibor, D. y Nogami, J. (2009).

El procedimiento del ensayo de Clasificación geotécnica MCT, se realiza en base a la norma DNER-CLA 259/96, cuyo objetivo es la clasificación de suelos tropicales aplicando a la construcción de carreteras utilizando cuerpos de prueba compactados con equipamiento miniatura.

2.5. Ensayos de caracterización geomecánica suelos lateríticos

Para la caracterización geomecánica en cuánto a su peso máximo y resistencia de este tipo de suelo que se estudia principalmente en este proyecto, se debe realizar los siguientes ensayos en laboratorio, según la normativa brasileña DNER-ME.

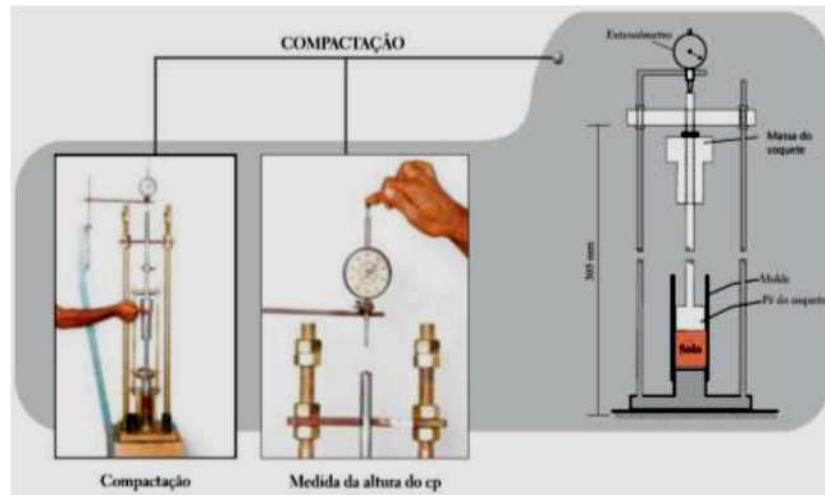
- Ensayo Mini-Proctor (DNER-ME 228-94).
- Ensayo Mini-CBR y su expansión (DNER-ME 254/97).

2.5.1. Ensayo de compactación Mini-Proctor

El ensayo de compactación en equipo en miniatura Mini-Proctor, se basa en la norma DNER-ME 228/94, tiene como objetivo determinar el contenido óptimo de humedad y la MEAS_{max} del material, correlacionando el contenido de humedad del suelo y su masa específica aparente seca, cuando la fracción del suelo que pasa por el tamiz de 2 mm de apertura se comprime en el dispositivo de compactación en miniatura que son moldes cilíndricos de 50 mm de diámetro.

El ensayo Mini-Proctor, consiste en compactar una serie de cuerpos de prueba con diferentes niveles de humedad. Los cuerpos de prueba se moldean de manera que su altura alcance 50 ± 1 mm, sin arrastre. Se utiliza solamente la fracción del suelo que pasa en el tamiz de 2,00 mm. Todas las muestras deben ser secadas previamente al aire. Antes de comenzar la compactación, se conserva la misma en reposo, al menos durante 12 horas, en un recipiente hermético. Para la compactación se utilizan dos tipos de martillo: el ligero de 2,27 kg y el pesado de 4,50 kg. En la figura 2.15 se muestra la ilustración del ensayo.

Figura 2.15 - Bosquejo del ensayo mini-Proctor



Fuente: Villibor, D. y Nogami, J. (2009).

Este ensayo obedece al mismo procedimiento general, propuesto por Proctor, para compactar los suelos en laboratorio y proporciona la curva de Compactación correspondiente a una determinada energía aplicada por medio de martillo. Esta curva permite determinar la humedad óptima H_o y la Masa Específica Aparente Seca Máxima $MEAS_{máx}$, para dicha energía las cuales son:

- Energía normal: 5 golpes de martillo liviano, en cada cara.
- Energía intermedia: 6 golpes de martillo pesado, en cada cara.
- Energía modificada: 12 golpes de martillo pesado, en cada cara.

El procedimiento Mini-Proctor difiere del procedimiento conocido universalmente como "Proctor" o "AASHTO", en lo que se refiere a:

- Tipo de martillo, de sección completa: su pie tiene un diámetro prácticamente igual al de la parte interna del molde de compactación.
- Diámetro interno del molde igual a 50,0 mm (denominación Mini).
- Utiliza solamente los suelos que pasan íntegramente en el tamiz de 2,00 mm y aquellos que tienen un porcentaje muy bajo de la fracción retenida (<10%).

2.5.1.1. Las ventajas que el procedimiento Mini-Proctor

- Disminución drástica de la cantidad de muestra y del esfuerzo en la aplicación de los golpes.
- Posibilidad de medir, con exactitud, la altura del cuerpo de prueba después de la aplicación de los golpes del zócalo.
- Mayor uniformidad en los cuerpos de prueba compactados.

2.5.2. Ensayo Mini-CBR y su expansión

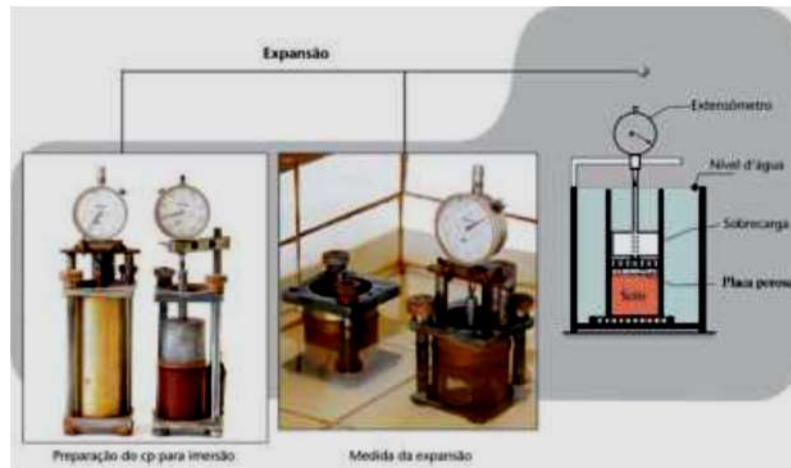
Este ensayo proporciona la capacidad de soporte utilizable en el dimensionamiento de pavimentos y la elección de suelos para reforzar el subrasante, subbases, bases y acostamientos.

El procedimiento de ensayo es, en líneas generales, el mismo adoptado para el CBR tradicional, sin embargo, requiere más cuidado, razón por la cual serán presentados los detalles que más deben ser considerados. En primer lugar, propuesto por Nogami para la energía Normal y por Villibor para la energía Intermediaria.

El ensayo Mini-CBR, se basa en la norma DNER-ME 254/97, cuyo objetivo es determinar el índice Mini-CBR y la expansión de suelos compactados en cuerpos de prueba miniatura, moldeados conforme a la norma DNER-ME 228/94. La finalidad del ensayo es determinar la capacidad de soporte de suelos típicos de las regiones tropicales. Dicho ensayo puede realizarse con o sin inmersión y sobrecarga. Para el procedimiento se emplea energía de compactación normal, intermedia o modificada.

En la figura 2.16, se ilustra el bosquejo del montaje del ensayo Mini-CBR con inmersión.

Figura 2.16: Ensayo mini-CBR con inmersión



Fuente: Villibor, D. y Nogami, J. (2009).

Principales características del ensayo Mini-CBR

Tabla 2.1 - Características del ensayo Mini-CBR

Datos del ensayo		Mini-CBR	
Moldes	Diámetro		50 mm
	Volumen de cuerpo de prueba		100 ml
Muestras	Masa aproximada para 1CP		250 g
	Diámetro máximo de los granos		2 mm
Compactación	Normal	Martillo	2,27 kg
		Altura de caída	305mm
		Golpes (Total)	10
	Intermedia	Martillo	4,5 kg
		Altura de caída	305mm
		Golpes (Total)	12
Sobrecarga estándar			490
Pistón de penetración	Diámetro		16 mm
Prensa para penetración	Capacidad		49 KN
Tiempo de inmersión estándar			24 h

Fuente: Villibor, D. y Nogami, J. (2009)

2.5.2.1. Cálculo para determinar el Mini-CBR

El cálculo de resultados consiste en 2 etapas:

- **Trazado de las curvas carga Vs. penetración**

Realizar el gráfico carga versus penetración, con las lecturas efectuadas en el dinamómetro. Se debe marcar los puntos respectivos en el gráfico, con las penetraciones en abscisas y las cargas en ordenadas y trazar por la curva media correspondiente.

- **Método de las correlaciones**

Utilizando las siguientes expresiones:

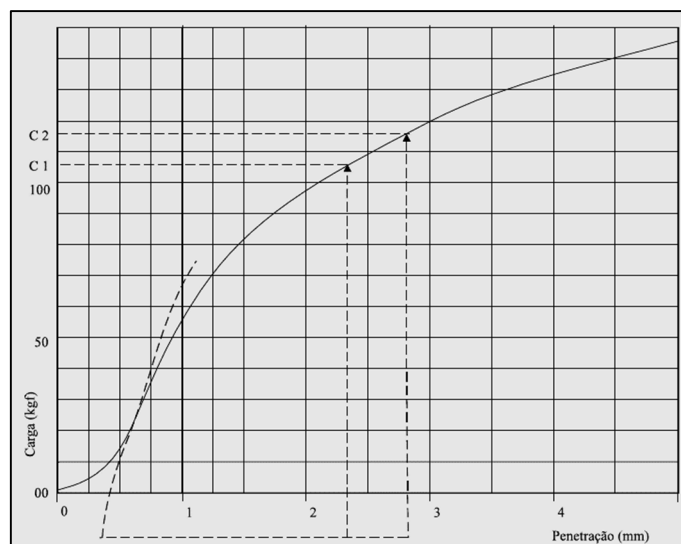
$$\log(\text{Mini - CBR. 1}) = -0,254 + 0,896 \times \log C1$$

$$\log(\text{Mini - CBR. 2}) = -0,356 + 0,937 \times \log C2$$

Donde = C1 y C2 Son respectivamente los valores de las cargas obtenidas en kilogramos de fuerza, correspondiente a las penetraciones 2,0 y 2,5 mm, obtenidas de las curvas de carga Vs. penetración. También se pueden obtener de las tablas establecidas en el Anexo C de la norma DNER-ME 254/97.

Se debe adoptar el mayor valor obtenido como Mini-CBR.

Figura 2.17 - Gráfico Carga vs. Deformación ensayo min-CBR



Fuente: Norma brasileña DNER-ME 254/97.

2.5.2.2. Cálculos para determinar la expansión

La fórmula para el cálculo de la expansión es la misma de la expresión del ensayo de CBR tradicional, la fórmula es la siguiente:

$$E = \frac{L_f - L_i}{L_o} * 100 \%$$

Donde:

E= Expansión.

Li y Lf= Lectura inicial y final del cuerpo de prueba.

Lo= Altura inicial del cuerpo de prueba.

2.6. Metodologías tradicionales para caracterización de suelos

La metodología tradicional es aplicable a cualquier tipo de suelo para su caracterización, aplicaremos esta metodología a los suelos lateríticos, con el objetivo de caracterizar este tipo de suelo desde el otro punto de vista tradicional, basado en las normas de la ASTM, bajo la siguiente metodología de ensayos.

- Contenido de humedad (ASTM D2216)
- Análisis granulométrico (ASTM D422)
- Límites de Consistencia (ASTM D4318)
- Clasificación de suelos (SUCS/AASHTO) (ASTM D2487/D3282)
- Hidrometría (ASTM D422)
- Gravedad Especifica (ASTM D854)
- Abrasión de los ángeles (ASTM C131)
- Permeabilidad (ASTM D5084).

2.7. Estabilización de suelos

De acuerdo con Braja Das (2014), la estabilización del suelo, es un proceso de alteración de las propiedades de ingeniería del suelo. Por lo tanto, 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 suelo firme, estable, capaz de soportar los efectos del tránsito y las condiciones de clima más severas.

El propósito de estabilización de suelos, es aumentar la resistencia mecánica, haciendo que el suelo presente mayor trabazón entre partículas y asegurando que las condiciones de humedad del suelo varíen dentro de los rangos adecuados.

Entre las propiedades más importantes tenemos:

- Resistencia. El incremento de resistencia aumenta la estabilidad y la capacidad de carga.
- Estabilidad del volumen. Proporciona el control de los procesos de hinchamiento-colapso causados por los cambios de humedad.
- Durabilidad. Una mayor durabilidad aumenta la resistencia a la erosión, responde de manera más eficaz a los cambios climáticos y al uso del tráfico.
- Permeabilidad. La reducción de la permeabilidad y por lo tanto de la circulación +de agua, mejora la estabilidad.

Figura 2.18 – Estabilización de suelos con cemento



Fuente: Víctor Yepes Piqueras.

2.7.1. Tipos de estabilización de suelos

Las técnicas de estabilización de suelos, se pueden colocar en dos categorías principales:

- Estabilización mecánica.
- Estabilización química.

2.7.1.1. Estabilización mecánica

La estabilización mecánica implica metodologías que mejoran las propiedades de ingeniería de los suelos seleccionados sin la adición de agentes u otras energías de unión de partículas. En otras palabras, no hay efectos químicos o de unión incluidos en esta metodología.

(Braja Das, 2014) La estabilización mecánica consiste en combinar o mezclar suelos con dos o más graduaciones, para obtener un nuevo material, ya sea para material de base, subbase o cualquier otro material deseado. Lo que se busca entonces es complementar las características en cuanto a la graduación de los suelos existentes en el lugar del proyecto con materiales que le provean mejores características granulométricas principalmente.

La estabilización mecánica comprende, entre otros, los siguientes:

- Compactación.
- Vibroflotación.
- Voladura o blasting.
- Compactación dinámica.

Figura 2.19 – Estabilización mecánica (Compactación)



Fuente: Víctor Yepes Piqueras.

2.7.1.2. Estabilización química

La estabilización química implica la aplicación de aditivos químicos para mejorar el comportamiento de los suelos. Se utiliza para mejorar la manejabilidad del suelo, haciendo el material más fácil de usar como material de construcción. También se usa para reducir la plasticidad y el potencial de expansión-contracción. Si las arcillas son dispersivas, se utiliza para flocular las partículas. Cuando las arcillas son difíciles de compactar, se pueden añadir productos químicos para dispersar ligeramente sus partículas y ayudar en el proceso, (Braja Das, 2014).

Los aditivos son productos que cuando son agregados al suelo en las cantidades apropiadas mejoran algunas de sus propiedades ingenieriles, tales como resistencia, textura, trabajabilidad, plasticidad e impermeabilidad.

Dentro de este grupo de estabilización, las sustancias químicas más comunes son:

- Cal.
- Cemento portland.
- Productos asfálticos.
- Cloruro de sodio.
- Cloruro de calcio.
- Escorias de fundición.
- Polímeros.

Figura 2.20 – Estabilización química (Cal)



Fuente: Revista Perú construye.

2.8. Estabilización para el proyecto

En este proyecto se usará los siguientes tres estabilizantes Cal, Cemento y Suelo Aluvial, para los suelos lateríticos estudiados, las 2 primeras son estabilizantes químicos y el tercer estabilizante por asignación de agregado (suelo-suelo).

Los suelos lateríticos normalmente tienen resistencias relativamente bajas para su uso en proyectos de construcción de carreteras, esto se define básicamente por su índice de resistencia CBR. La siguiente tabla presenta valores de CBR y su uso en carreteras.

Tabla 2.2 – Valores de CBR según su uso en carreteras

Valores de CBR	
Tipo de capa	CBR, %
Buenas bases de piedra y grava triturada	80-100
Buenas bases de grava	50-80
Subbases buenas	30-50
Subrasantes muy buenas	20-30
Subrasantes regulares	10-20
Subrasantes malas	5-10
Subrasantes muy malas	0-5

Fuente: Sistema AASHTO.

En el suelo laterítico usado en este proyecto sus valores de CBR, sus valores varían de 15,25 hasta 22,52%. Estaría en el rango de subrasantes regulares, entonces para mejorar sus propiedades de resistencia se considera importante estabilizarlo con aditivos, en este caso se realizará con Cal, Cemento y suelo aluvial.

Además, también consideramos importante estudiar el comportamiento de los suelos lateríticos con la incorporación de estabilizantes en distintos porcentajes de uso.

2.8.1. Características de la estabilización con Cal

Esta estabilización se obtiene a partir de la mezcla de Cal (viva o apagada) con el suelo en cuestión y agua, con el fin de mejorar considerablemente sus propiedades geomecánicas (Kraemer *et al.* 2009).

La Cal es utilizada para estabilizar suelos finos, ricos en sílice y alúmina. Cuando se mezcla la cal, el suelo fino y se suministra agua, el medio acuoso permite la llegada de la cal a las partículas de arcilla, donde se produce un intercambio catiónico, que consiste en que iones de sílice y alúmina son reemplazados por iones de calcio.

Esto produce una disminución de la doble capa de la partícula de arcilla, ocasionando la aglomeración de las partículas. Como resultado de esto, se modifica la textura del suelo, se modifica su plasticidad y se producen partículas de mayor tamaño (Transportation Research Board, 1987).

Además, la Cal se transforma en hidróxido de calcio y reacciona con la sílice y alúmina (reacción puzolánica) formando compuestos cementantes, tales como silicatos de calcio hidratados y aluminatos de calcio hidratados. La reacción puzolánica se produce en el mediano y largo plazo, con lo cual la resistencia del suelo estabilizado aumenta a medida que pasa el tiempo (Transportation Research Board, 1987).

2.8.1.1. Efectos en las propiedades del suelo con la incorporación de Cal

Según lo señalado por Jofre *et al.* (2008), Bañón *et al.* (2000), Quintana (2005) se pueden concluir los siguientes efectos:

- El índice de plasticidad (IP) disminuye, debido a que aumenta el límite plástico (LP).
- Aumento de las propiedades resistentes.
- Reducción de la humedad natural del suelo.
- Disminución de la densidad seca máxima.
- Aumenta la humedad óptima de compactación.

- Mayor trabajabilidad.
- Mejora de la estabilidad volumétrica del suelo.
- Aumenta la resistencia a la erosión.

2.8.2. Estabilización del suelo con cemento

Según La Asociación de cemento de Portland (Pórtland Cement Association) PCA, el suelo cemento, es una mezcla íntima de suelo, convenientemente pulverizado, con determinadas porciones de agua y cemento que se compacta y cura para obtener mayor densidad. Cuando el cemento se hidrata la mezcla se transforma en un material duro, durable y rígido.

Según Braja Das (2014), la estabilización con cemento, es más utilizado para suelos arenosos, pero puede también ser utilizado en cualquier tipo de material, incluso en los más limosos o arcillosos. El cemento ayuda a disminuir el límite líquido y aumentar el índice de plasticidad y manejabilidad de los suelos arcillosos.

2.8.2.1. Ventajas del uso del suelo cemento

- Mayor uso de materiales locales: El suelo cemento permite la utilización de gran cantidad de tipos de suelo para su elaboración, lo que permite reducir considerablemente los costos de transporte de material de aporte y aumentar los rendimientos de construcción.
- Material adecuado para diferentes tipos de vías: Su versatilidad permite un excelente desempeño en todas las estructuras.
- Aporte a la solución de problemas de estabilidad, durabilidad y economía: Al utilizar suelo cemento, mejoramos sus propiedades mecánicas y se pueden estabilizar suelos que en otras condiciones se tendrían que reemplazar completamente.
- Reducción del impacto sobre el medio ambiente: Se puede reducir el impacto al medio ambiente ya que con el uso de suelo cemento ya no es necesario procesar materiales granulares y transportarlos a sitios remotos para ser utilizados como materiales.

- Aumento en la vida útil y reducción del agrietamiento por fatiga: Al ser la capa estabilizada un material con mejor comportamiento a la fatiga, se puede predecir con más exactitud su desempeño en el tiempo resultando en una mayor vida útil y mejor desempeño estructural.
- Disminución de la presión en la subrasante: Debido al aporte estructural que proporcionan las capas superiores tratadas con suelo cemento a la subrasante, los esfuerzos se pueden distribuir de una forma más eficiente, de tal manera que involucren áreas mayores, y por consiguiente se disminuyan las presiones en la subrasante.

2.8.3. Estabilización de suelos con Aluvial

Los suelos aluviales son depósitos recientes, transportados y depositados por los ríos, el cual forma parte de las llanuras de inundación. Están compuestos por bloques, gravas y arenas limosas en diferentes porcentajes y composición, de formas redondeadas y sus angulares, sueltos.

La estabilización por combinación de suelo, considera la mezcla de dos o más materiales con la finalidad de obtener un material adecuado, cabe indicar que la combinación de suelos debe tener mayor incidencia los materiales de préstamo (canteras).

Este tipo de estabilización es de amplio uso, pero por sí sola no logra producir los efectos deseados, necesiándose siempre de por lo menos la compactación como complemento.

Las arcillas, por lo contrario, tienen una gran cohesión y muy poca fricción lo que provoca que pierdan estabilidad cuando hay mucha humedad. La mezcla adecuada de estos dos tipos de suelo puede dar como resultado un material estable en el que se puede aprovechar la gran fricción interna de uno y la cohesión del otro para que las partículas se mantengan unidas.

2.8.3.1. Evaluación del suelo aluvial como estabilizante

Para evaluar el suelo aluvial como uso para material estabilizantes se evaluó su grado de resistencia mediante dos ensayos en laboratorio (Ensayo Sulfato de Sodio y Abrasión de los Ángeles) (*Ver Anexo-G*)

2.8.4. Propiedades a mejorar con la estabilización

2.8.4.1. Resistencia mecánica

Es la propiedad más relevante de un suelo, muy dependiente de la humedad y el grado de compactación que se le aplique, en general la resistencia es baja en suelos finos húmedos, finos con alto porcentaje de materia orgánica y granulares pobremente graduados. La evaluación de esta propiedad se puede hacer mediante ensayos como: Capacidad portante o CBR, Resistencia al corte, compresión inconfiada entre otros.

2.8.4.2. Estabilidad volumétrica

Copado Beltrán, 2011, estabilización de un suelo arcilloso con cal hidratada, para ser utilizada como capa subrasante de pavimentos, indica que este tipo de estabilidad se refiere a los suelos netamente expansivos, debido al cambio de humedad. Es por ello que se trata de transformar la masa de arcilla expansiva en una masa rígida o en una granulada, con sus partículas unidas por lazos suficientemente fuertes como para resistir las presiones internas de expansión.

2.8.4.3. Durabilidad

Revista ARQHYS, 2012, durabilidad del suelo, indica que es la resistencia al intemperismo, la erosión, la abrasión del tráfico; son los fenómenos a la que está expuesta una superficie terrestre, de esta manera los problemas de durabilidad suelen estar muy asociados a los suelos a nivel de capa de rodadura. Estos fenómenos pueden afectar tanto a los suelos naturales como a los estabilizados. Esto sucede a la mala elección del estabilizador y la mala dosificación.

2.8.4.4. Permeabilidad

Lambe & Whitman, Mecánica de suelos, México. La permeabilidad es la capacidad que tiene un material de permitirle a un flujo que lo atraviese sin alterar su estructura interna. Se afirma que un material es permeable si deja pasar a través de él una cantidad apreciable de fluido en un tiempo dado.

Es importante indicar que no es muy difícil modificar la permeabilidad de los suelos, existen diversos métodos para reducir la permeabilidad los cuales son compactación, inyecciones y otros.

2.8.4.5. Compresibilidad

Copado Beltrán, 2011, Estabilización de un suelo arcilloso con cal hidratada, para ser utilizada como capa subrasante nos indica que es el grado en que una masa de suelo sufre una alteración disminuyendo su volumen bajo efectos de cargas. La compactación es una forma rutinaria de estabilización que modifica fuertemente la compresibilidad. Las gravas y las arenas son prácticamente incompresibles. Si se comprime una masa húmeda de estos materiales no se produce ningún cambio significativo en su volumen; lo que al contrario las arcillas si son netamente compresibles. Por lo que es fundamental que en los estudios se reduzca el valor de la compresibilidad al mínimo.

2.8.4.6. Cohesión

Es la fuerza entre partículas del suelo producida por el agua de constitución del suelo, siempre y cuando éste no esté saturado. Esta propiedad es muy importante desde el punto de vista de la estabilidad de taludes, ya que aumenta la resistencia del suelo frente a los esfuerzos de corte.

2.9. Porcentajes de aditivos usados en el proyecto

No hay una metodología para identificar los porcentajes a usarse como material estabilizante, pero si hay recomendaciones en la bibliografía para un uso estimado.

Los siguientes porcentajes (3,6 y 9%) fueron los utilizados en las mismas proporciones para los 3 materiales estabilizantes (Cal, Cemento y Aluvial) con la finalidad de realizar comparaciones validas de los resultados, Dichos valores fueron seleccionados según la referencia del “*Manual de estabilización de suelos con Cal y Cemento*” y el artículo “*Physicochemical and consolidation properties of compacted lateritic soil treated with cement*”.

2.10. Mejoramiento de la subrasante

Las vías terrestres de carretera como cualquier otra estructura necesitan soportar el deterioro de sus componentes y garantizar su funcionamiento durante su lapso de vida útil. Para ampliar este lapso de vida útil y mejorar su uso debemos enfatizarnos en lograr una excelente selección de los componentes que van a ser parte de dicha estructura, en nuestro caso, parte de la constitución de una vía terrestre de carreteras.

El mejoramiento es el proceso de someter los suelos naturales a ciertos tratamientos o por la incorporación de ciertos productos, para modificar algunas características físicas de los materiales, mejorando así el comportamiento de las capas de la estructura de la carretera.

Es importante el contenido de humedad del material al anexar estos aditivos y también esperar a que se evaporen los gases que este contiene antes de tenderlo y compactarlo.

CAPÍTULO III

RELEVAMIENTO DE INFORMACIÓN Y CARACTERIZACIÓN

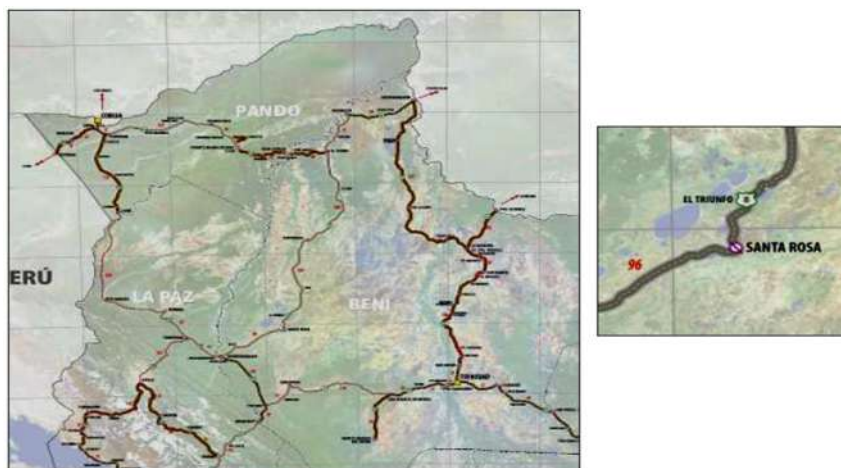
3.1. Generalidades

En esta sección se presenta paso a paso todos los procedimientos que se llevan a cabo para realizar los levantamientos de información iniciando con la toma de muestras de suelos correspondientes a los suelos seleccionados para después poder realizar los diferentes ensayos en laboratorio que permitirán describir y analizar las propiedades del suelo laterítico.

3.2. Situación geográfica

La zona de estudio se encuentra en el municipio Santa Rosa de la carretera Rurrenabaque–Riberalta, ubicada en la Provincia General José Ballivián Segurola, al extremo oeste del departamento del Beni, a una distancia de 304 km de la ciudad de La Paz, a 163 metros sobre el nivel del mar, con coordenadas geográficas: Latitud: 14° 4' 27" Sur, Longitud: 66° 47' 36" Oeste. Presenta temperatura promedio anual de 25.9° y precipitación media anual de 1625 mm. La figura 3.1. muestra la ubicación de la zona de estudio correspondiente a la Red Vial Fundamental.

Figura 3.1- Ubicación satelital del sector perteneciente a Santa Rosa de la carretera Rurrenabaque – Riberalta.



Fuente: Mapa red vial fundamental.

3.2.1. Ubicación física y geográfica de los puntos de obtención de muestra

La longitud del tramo en estudio es de 20 km, se obtuvieron muestras de suelo en tres puntos, correspondientes al sector del municipio de Santa Rosa de la carretera Rurrenabaque- Riberalta.

Figura 3.2 - Ubicación satelital de los 3 puntos de estudio



Fuente: Google Earth.

La figura 3.3, muestra la ubicación física y geográfica del Punto 1, el cual corresponde a Santa Rosa. Los otros dos puntos se ubican a 10 km antes y después de Santa Rosa.

Figura 3.3 - Ubicación física y geográfica punto 1



Fuente: Elaboración propia.

Se realizó la ubicación geográfica y física del área de excavación del punto 2, a 10 km en dirección a la población de Reyes, sobre la carretera Rurrenabaque – Riberalta desde el punto 1, como se observa en la figura 3.4.

Figura 3.4 - Ubicación física y geográfica punto 2



Fuente: Elaboración propia.

Para el punto número 3, de igual manera se realizó la ubicación geográfica y física del área de excavación a 10 km en dirección a la población de Australia sobre la carretera Rurrenabaque - Riberalta desde el punto 1, como podemos observar en la figura 3.5.

Figura 3.5 - Ubicación física y geográfica punto 3



Fuente: Elaboración propia.

Las coordenadas georreferenciales de las ubicaciones de los puntos se muestran en la tabla 3.1, en el sistema UTM (Universal Transversal Mercator). También se muestra la zona UTM correspondiente a la zona de estudio y la altura correspondiente al terreno natural en metros sobre el nivel del mar.

Tabla 3.1 Coordenadas georreferenciales de puntos de obtención

Punto	Nombre	Zona	Coordenadas		Altura
			Este	Norte	m.s.n.m
1	Santa Rosa	19 L	737295	8442217	163
2	Santa Rosa-Riberalta	19 L	727894	8444196	168
3	SantaRosa-Rurrenabaque	19 L	736696	8451870	169

Fuente: Elaboración propia.

3.3. Metodología muestreo del suelo

El proceso para la obtención de las muestras de suelo, un muestreo adecuado es de primordial importancia, a fin de alcanzar resultados razonables.

Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas.

Alterada: Cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede y se recolecta a medida que se va realizando el muestreo.

Inalterada: Es aquella muestra que preserva, en la medida de lo posible, la estructura y el contenido de humedad para que represente realmente las condiciones de campo.

“Para el presente trabajo de Proyecto de Grado, las muestras con las que se trabajó son de tipo Alterada o perturbada”.

Obtener muestras de suelos cohesivos que conserven la estructura y humedad que tienen en su estado natural, cuando pueden tomarse superficialmente o de una profundidad a la que se llega por excavación a cielo abierto o de una galería.

Las dimensiones, forma y demás características de las muestras inalteradas, dependen del tipo de ensayo al cual van a estar sometidas.

3.3.1. Toma de muestras

Básicamente hay tres procedimientos generales para tomar este tipo de muestras:

- Muestras en bloque o muestra-trozo, tomadas de la superficie del terreno, del fondo de un pozo o del piso de una galería.
- Muestras en bloque, tomadas de una pared vertical de un pozo o galería.
- Muestras cilíndricas.

3.3.2. Equipo utilizado

Se deben elegir las herramientas cortantes más adecuadas para cada tipo de suelo

- Herramientas para excavar: Pico, pala, barreta, etc. Bolsas, ya sean plásticas de lona, táper de plástico, Film plástico.
- Herramientas para tallar la muestra: Cuchillos, martillo, cincel, lijas, sierra, moldes cilíndricos, con borde afilado y firme.
- Papel estañado, cuerda y demás elementos para envolver.
- Material para la identificación, incluye los elementos necesarios, tales como rótulos y marcadores para identificar adecuadamente las muestras.

3.3.3. Trabajo con banco de materiales

Los bancos de materiales son las excavaciones a cielo abierto destinadas a extraer material para la construcción de cuerpos de terraplenes, capas de subrasante y otros.

En este proyecto se considerará 3 bancos de materiales, una para cada punto de extracción de la muestra, el material extraído podrá ser usada para la construcción de la capa de subrasante, como también para las demás capas en la construcción de carreteras.

3.3.4. Procedimiento de extracción de la muestra

Para esta actividad se realizaron la apertura de calicatas a cielo abierto, la profundidad de los puntos fue de 1 m aproximadamente.

Una vez ubicados los puntos, se procedió a realizar el muestreo, dicho procedimiento fue basado en la norma AASTHO T2. En primer lugar, se realizó la excavación, lo más vertical posible a una profundidad de un metro aproximadamente. En la figura 3.6 podemos observar la excavación de los tres puntos correspondientes a los puntos ubicados física y geográficamente.

Figura 3.6 – Excavación de los puntos de extracción de muestras



Fuente: Elaboración propia.

Durante el proceso del muestreo, se pudo observar que el suelo en los puntos 1 y 2 presentaba una consistencia arcillosa de color rojizo. Por otra parte, el punto 3 presentó una consistencia arenosa.

Se obtuvieron aproximadamente 100 kg de suelo de cada punto, posteriormente se colocó las muestras de suelo en bolsas de polietileno con su respectiva identificación y situados en el Laboratorio de Geotecnia GTUMSS, como se muestra en la figura 3.7.

Figura 3.7 - Muestreo del suelo



Fuente: Elaboración propia.

3.4. Ensayo muestreo de suelos (AASHTO T2)

La finalidad de este ensayo es obtener la cantidad necesaria de agregados gruesos y finos de suelo, en condiciones alteradas o inalteradas para realizar ensayos de laboratorio. Este muestreo se debe realizar con personal técnico especializado, en resumen, el objeto es tomar muestras representativas de suelo.

El método de preparación de los sedimentos para el análisis de suelos depende de la consolidación (grado de cementación de las partículas), carácter físico y constitución mineralógica de la muestra.

3.4. Ensayo cuarteo (AASHTO T248)

Reducir las muestras de suelo a cantidades menores viendo que las mismas sean representativas y lo más homogéneas posible. Este cuarteo se lo debe realizar tanto en campo como en laboratorio. Las muestras de suelo que son llevadas al laboratorio, se las debe disponer sobre lonas y hacerlas secar al ambiente.

Por el cuarteo se pueden dividir las muestras de suelos obtenidas en campo, para obtener porciones que sean representativas y que tengan los tamaños adecuados para los diferentes ensayos que se necesite desarrollar. Hay procedimientos manuales y mecánicos.

- **Cuarteo mecánico:** Se trata de una caja que tiene una serie de canales dirigidos alternativamente hacia dos bandejas receptoras situadas a cada lado de la caja. De este modo cada muestra introducida en el cuarteador es dividida en dos mitades, rechazándose una de las mitades.

Figura 3.8 - Cuarteador de muestras sólidas



Fuente: Elaboración propia..

3.5. Ensayos de caracterización de materiales

3.5.1. Normas y parámetros

La norma que se utilizó en la realización de los ensayos habituales de caracterización de mecánica de suelos para el control de calidad de las muestras es la ASTM y la norma AASHTO, y para la caracterización y clasificación de suelos lateríticos la norma brasileña DNER-ME. En este sentido se siguió todos los procedimientos indicados en las normativas para cada uno de los ensayos realizados.

- Contenido de humedad (ASTM D2216)
- Análisis granulométrico (ASTM D422 - AASHTO T88)
- Límites de consistencia (ASTM D4318 - AASHTO T90-T89)
- Clasificación de suelos (SUCS/AASHTO) (ASTM D2487/D3282)
- Hidrometría (ASTM D422)
- Gravedad específica (ASTM D854)
- Abrasión de los ángeles (ASTM C131)
- Permeabilidad (ASTM D5084).

Caracterización y clasificación de suelos Lateríticos, Metodología MCT.

- Mini-Proctor (DNER-ME 288/94)
- Mini-MCV (DNER-ME 258/94)
- Pérdida por inmersión (DNER-ME 256/94)
- Mini-CBR y Expansión (DNER-ME 254/97).

3.6. Determinación de las características físico-mecánicas del suelo

Una vez obtenido las muestras de suelo y llevarlas al laboratorio se inició los ensayos de laboratorio con la finalidad de determinar sus propiedades físicas en relación a la estabilidad y capacidad portante de la subrasante.

A continuación, se indican la descripción de los ensayos de laboratorio para la caracterización y clasificación mediante los métodos convencional y la metodología MCT para suelos lateríticos.

3.6.1. Contenido de humedad (ASTM D2216)

Mediante este ensayo se determinará el porcentaje de humedad contenida en los suelos, de la fracción que pasa el tamiz N° 10.

La humedad juega un rol fundamental en el comportamiento de las propiedades físicas, químicas y biológicas del suelo. El agua del suelo transporta sustancias a través del perfil de este. El contenido de humedad de los suelos típicamente se encuentra en un rango de 5 a 50 % cuando se encuentran en su máxima capacidad de retención.

Se define como la cantidad de agua que se encuentra dentro de una muestra de suelo y se expresa en porcentaje.

$$W\% = \frac{P_a}{P_{SS}} * 100$$

Donde:

W = Contenido de humedad (%).

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

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

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

Para el empleo dentro de los ensayos se procedió a usar una porción pequeña se suelo, aproximadamente unos 50 gr a 150 gr.

Figura 3.9 - Tamizado y secado de muestra en horno



Fuente: Elaboración propia.

Se realizó el cálculo del contenido de humedad de los 3 suelos naturales lateritas extraídas de los 3 puntos para el proyecto.

Tabla 3.2 - Ensayo contenido de humedad natural de los III suelos

Zona de estudio	Punto - 1	Punto - 2	Punto - 3
Contenido de humedad W %	8.75	14.12	12.48

Fuente: Elaboración propia.

3.6.2. Ensayo granulométrico (ASTM D422 – AASHTO T88)

Este método cubre la determinación de la distribución de tamaño de partícula de agregados finos y gruesos mediante tamizado. Se extrae una porción de material el cual es determinado al tamaño máximo nominal de las partículas y se obtiene la cantidad de material en peso que pasa y queda retenido en los diferentes tamices ordenados y colocados en forma decreciente desde la parte superior hasta el fondo.

Figura 3.10 – Lavado y Tamizado de las muestras de suelo

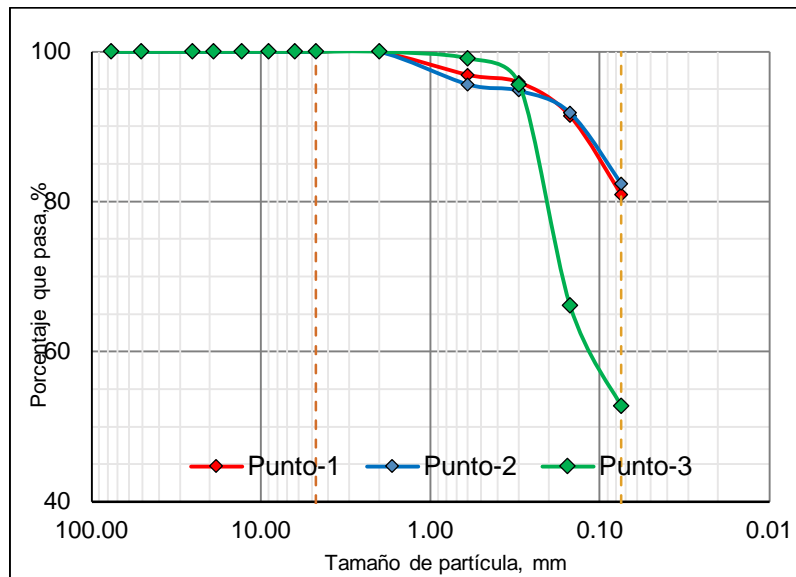


Fuente: Elaboración propia.

Se muestra la granulometría de los suelos lateríticos naturales, estos valores naturales serán también comparados con los 3 estabilizantes (Cal, Cemento y Aluvial) en sus porcentajes correspondientes (3,6 y 9%).

Las comparaciones con los estabilizantes se evaluarán en el siguiente capítulo.

Figura 3.11 - Granulometrías de los suelos lateritas naturales a estabilizar



Fuente: Elaboración propia.

3.6.3. Límites de consistencia (ASTM D4318/AASHTO T90)

- **Límite Líquido**

Determinar el Porcentaje de Humedad contenida en un suelo, a partir del cual deja de comportarse como un material plástico y pasa a ser líquido.

Esta propiedad se mide en laboratorio mediante un procedimiento normalizado en que una mezcla de suelo y agua, capaz de ser moldeada, se deposita en la cuchara de Casagrande y se golpea consecutivamente contra la base de la máquina, haciendo girar la manivela, hasta que el surco que previamente se ha recortado, se cierre en una longitud de 12.7 mm (1/2"). Si el número de golpes para que se cierre el surco es 25, la humedad del suelo (razón peso de agua/peso de suelo seco) corresponde al límite líquido.

Figura 3.12 - Ensayo Con utilización del equipo Casagrande



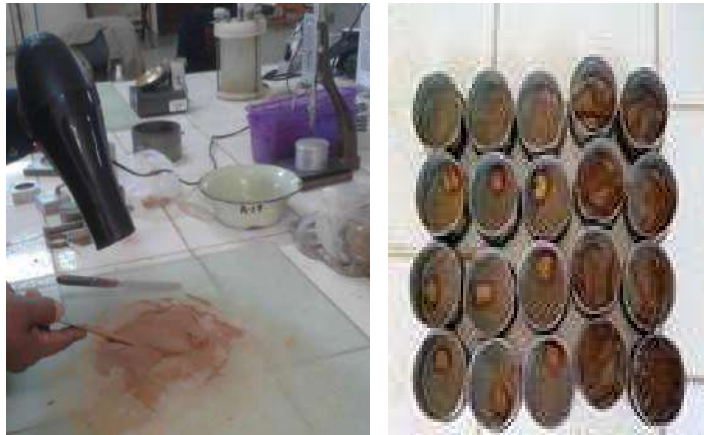
Fuente: Elaboración propia..

- **Límite Plástico**

Se realiza para determinar el % de humedad de un suelo que se halla en estado de Consistencia Plástica o semisólido. Para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varios criterios de los cuales se menciona el desarrollado por Atterberg.

Se define el límite plástico como la humedad más baja con la que pueden formarse con un suelo cilindros de 3 milímetros de diámetro, rodando dicho suelo entre los dedos de la mano y una superficie lisa, hasta que los cilindros empiecen a resquebrajarse.

Figura 3.13 - Secado de muestra para realización de cilindros y secado de muestras



Fuente: Elaboración propia.

- **Índice de plasticidad**

El índice de plasticidad empleando la fórmula siguiente:

$$I_p = LL - LP$$

Tabla 3.3 – Rangos del Índice de plasticidad

IP	Descripción
0 - 3	No plástico
3 - 15	Ligeramente plástico
15 - 30	Baja plasticidad
> 30	Alta plasticidad

Fuente: Grado de plasticidad del suelo (Sowers, 1979).

Los resultados de la plasticidad de los 3 suelos naturales se muestran a continuación de igual manera se evaluarán con los estabilizantes.

Tabla 3.4 - Resultados límites de consistencia de las muestras sin estabilizar

Descripción	Suelo Punto - 1	Suelo Punto - 2	Suelo Punto - 3
Limite Líquido (L.L.) %	43.31	49.36	34.20
Limite Plástico (L.P.) %	19.14	27.58	19.92
Índice de Plasticidad (I.P.) %	24.16	21.78	14.28

Fuente: Elaboración propia.

3.6.4. Clasificación del suelo (ASTM D2487/D3282)

Se determinó según la metodología para la clasificación de la AASHTO, la cual es la más usada, para determinar los suelos usados en carreteras, también se clasificó por medio de la S.U.C.S. Se aprecia las clasificaciones según por estaciones en el siguiente cuadro.

Tabla 3.5 - Clasificación de los suelos según AASHTO y S.U.C.S.

Clasificación de los suelos según AASHTO y S.U.C.S.			
Sistema	Suelo (Punto-1)	Suelo (Punto-2)	Suelo (Punto-3)
AASHTO	A-7-6 (19)	A-7-6 (20)	A-6 (5)
S.U.C.S.	Arcilla magra con arena (CL)	Arcilla magra con arena (CL)	Arcilla magra arenosa (CL)

Fuente: Elaboración propia.

3.6.4 Gravedad específica (ASTM D854)

Se empleó el método del Picnómetro basada en la norma, se utilizó muestra de suelo que pasa el tamiz N°10, se corrigió la temperatura del agua destilada ya que la norma establece que debe estar a 20° C. Los resultados son un poco elevados, debido a que en regiones de clima tropical son frecuentes los suelos con gravedades próximas a 3,0 por la posible presencia de minerales de hierro u oxi-hidróxidos de hierro, estos últimos comunes en un suelo laterítico o en estado de laterización.

Figura 3.14 - Picnómetro del ensayo



Fuente: Elaboración propia..

Tabla 3.6 – Resultados de la gravedad específica

Descripción	Suelo Punto - 1	Suelo Punto - 2	Suelo Punto - 3
Gravedad Específica (Gs)	2.81	2.81	2.59

Fuente: Elaboración propia.

3.6.5. Abrasión de los ángeles en agregados (ASTM C131)

Metodología para determinar el porcentaje de desgaste del agregado grueso por abrasión e Impacto en la máquina de los ángeles basado en la norma ASTM C131.

Figura 3.15 - Ensayo de Abrasión de los Angeles



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.7 – Resultados del ensayo Abrasión de los Ángeles

Descripción	Suelo Punto - 1	Suelo Punto - 2	Suelo Punto - 3
Porcentaje Degradado (%)	35.05	40.87	43.10

Fuente: Elaboración propia.

3.6.6. Ensayo de hidrometría (ASTM D422)

El Objetivo de este, es determinar el tamaño de las partículas finas de un suelo (limosos y arcillas) por medio de un proceso de sedimentación.

Este ensayo se encuentra basado en el principio de sedimentación de granos de suelo en agua, cuando un espécimen de suelos se sedimenta en agua, las partículas se asientan a diferentes velocidades, dependiendo de sus formas, tamaños y pesos.

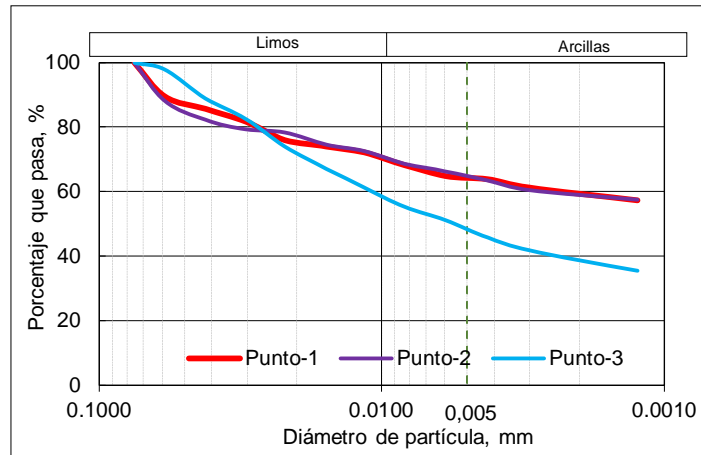
Figura 3.16 - Ensayo de hidrometría



Fuente: Elaboración propia.

Se presenta los resultados de los 3 suelos naturales.

Figura 3.17 – Gráfico distribución de partículas finas del suelo



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.8 – Resultados del ensayo de Hidrometría

Resultados del ensayo - Hidrometría			
Descripción	Punto-1	Punto-2	Punto-3
Limo [%]	35.59	34.87	51.7
Arcilla [%]	64.41	65.13	48.3

Fuente: Elaboración propia.

3.6.7. Permeabilidad (ASTM D5084)

El ensayo tiene por finalidad de determinar el coeficiente de permeabilidad “K” o conductividad hidráulica en suelos finos según la norma ASTM D5084, su unidad de

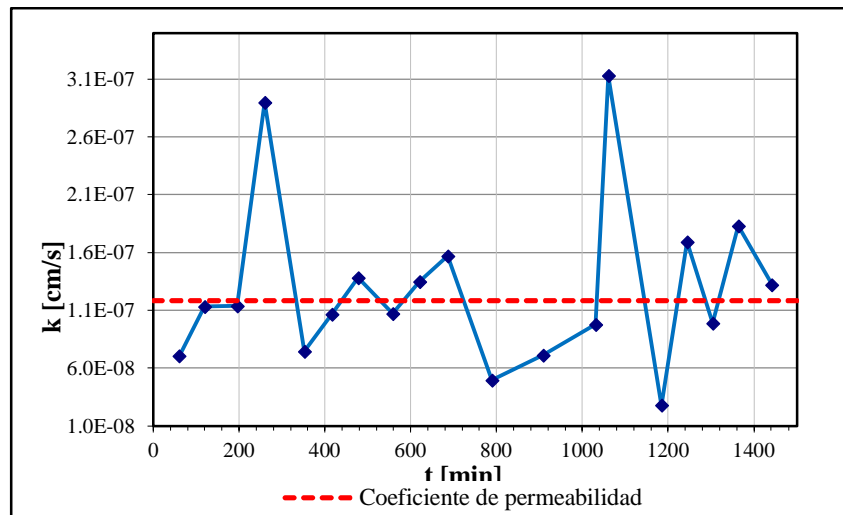
medida está en [cm/s] o [m/s] básicamente el ensayo consiste en poner una probeta de muestra reconstituida en el equipo de celda triaxial en el cual con la presión y contrapresión de celda se hace circular el agua por medio de la muestra de suelo, se toma las lecturas cada 15 min aproximadamente dependiendo del tipo de suelo en particular.

Figura 3.18 – Preparación muestra y lectura de datos



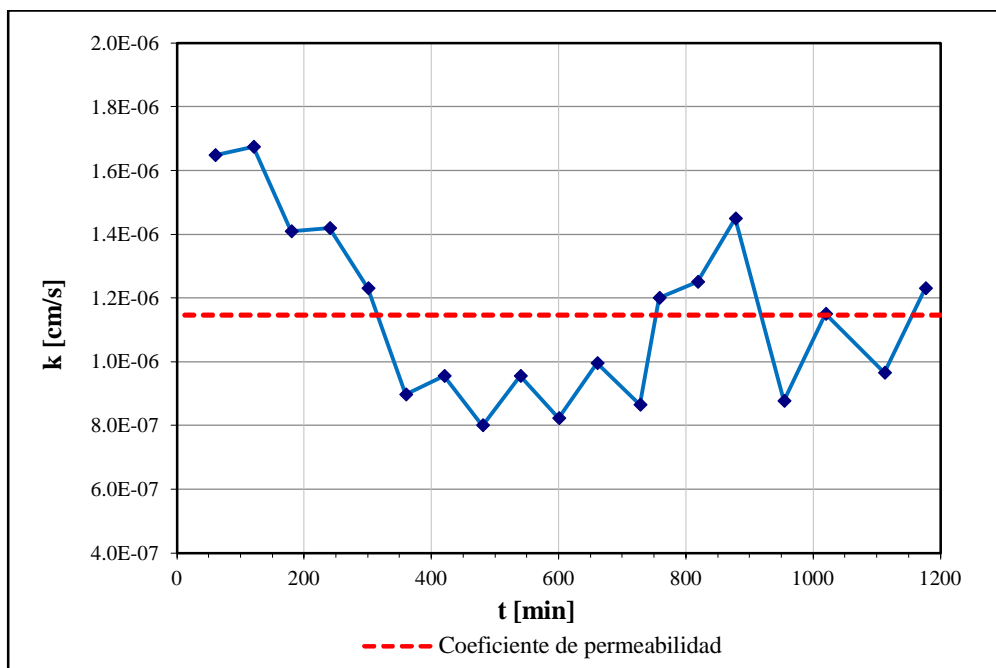
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.19 – Gráfico permeabilidad vs tiempo (Punto 1)



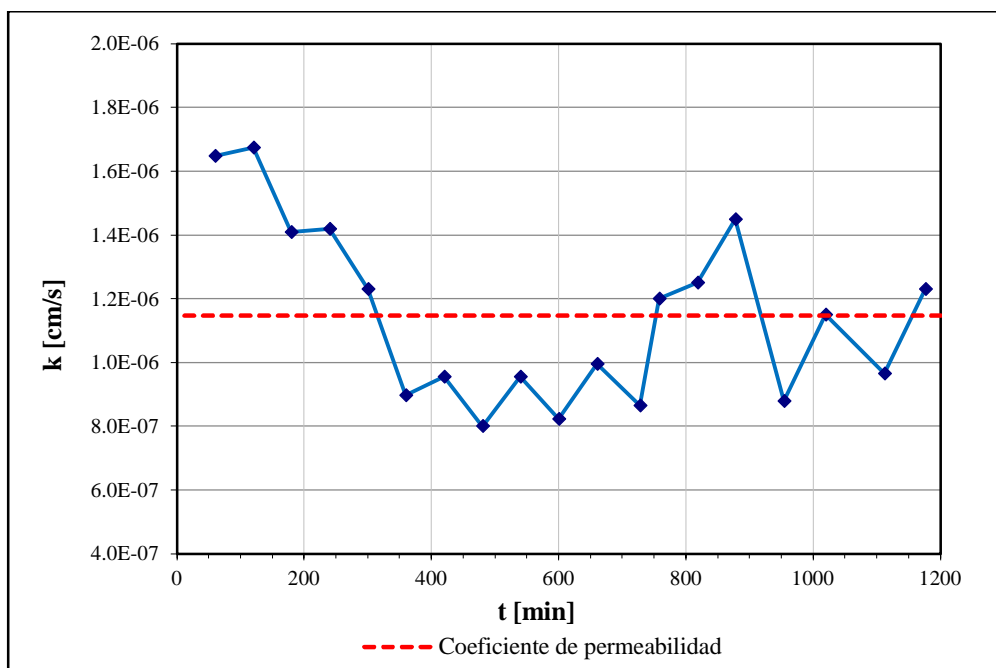
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.20 – Gráfico permeabilidad vs tiempo (Punto 2)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.21 – Gráfico permeabilidad vs tiempo (Punto 3)



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.9 – Resultados del ensayo de permeabilidad

Resultados del ensayo - Permeabilidad			
Descripción	Punto-1	Punto-2	Punto-3
Permeabilidad K[cm/s]	1.19×10^{-7}	1.15×10^{-6}	2.98×10^{-8}

Fuente: Elaboración propia.

3.7. Ensayos para caracterización y clasificación MCT

En 1981, Nogami y Villibor propusieron un nuevo sistema de clasificación denominado Miniatura Compactada Tropical (MCT). Generaron un ábaco de clasificación, realizaron la distribución de estos suelos en un gráfico que combina el coeficiente c' el cual está asociado a la arcillosidad del suelo y el índice e' que se refiere al carácter laterítico del suelo. Para determinar estos valores son necesarios los ensayos de Mini-MCV y pérdida de masa por inmersión, que tiene como objetivo la clasificación geotécnica de los suelos tropicales lateritas.

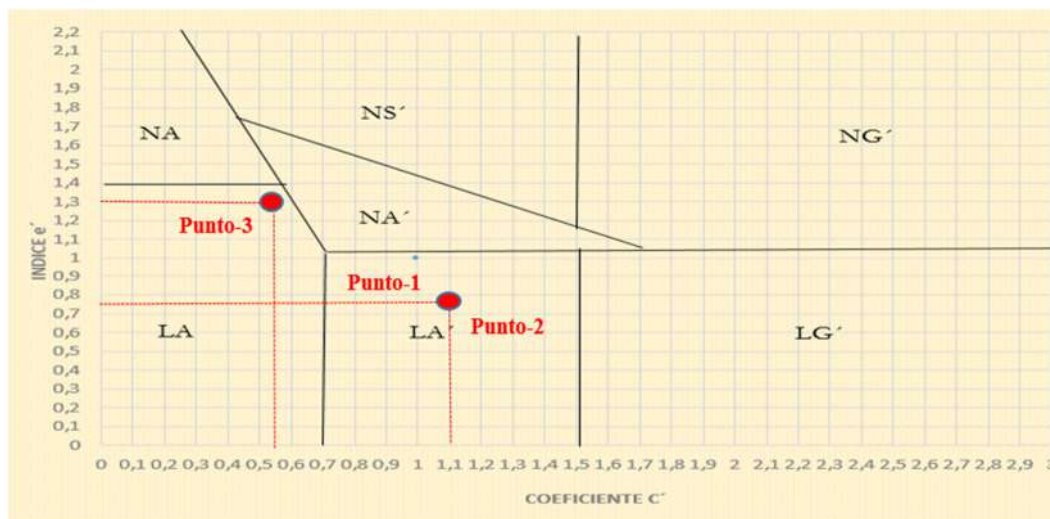
Figura 3.22 – Sumersión para clasificación MTC



Fuente: Elaboración propia.

Se presenta el siguiente gráfico de la clasificación MCT para los 3 suelos extraídos en campo para el proyecto.

Figura 3.23 - Clasificación CMT de las 3 muestras



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.10 – Clasificación MCT de las 3 muestras

Clasificación MCT		
Descripción	Clasificación	Descripción de clasificación
Punto-1	LA´	Suelo arenoso laterítico
Punto-2	LA	Arena laterítica cuarzoso
Punto-3	LA´	Suelo arenoso laterítico

Fuente: Elaboración propia.

3.7.1. Ensayo Mini-Proctor

Los parámetros de compactación de los suelos estudiados fueron determinados por el ensayo de compactación dinámica Mini-Proctor, ejecutados en el equipo de compactación de cuerpos de prueba tipo miniatura. El ensayo consiste en fijar una determinada energía (Norma, Intermedia o Modificada), en la cual son compactados cuerpos de prueba con diferentes contenidos de humedad conforme a la **DNER-ME 228/94**. A través de este procedimiento es posible construir la curva de compactación del suelo. De la curva se determina el peso específico seco máximo y el contenido de humedad óptimo.

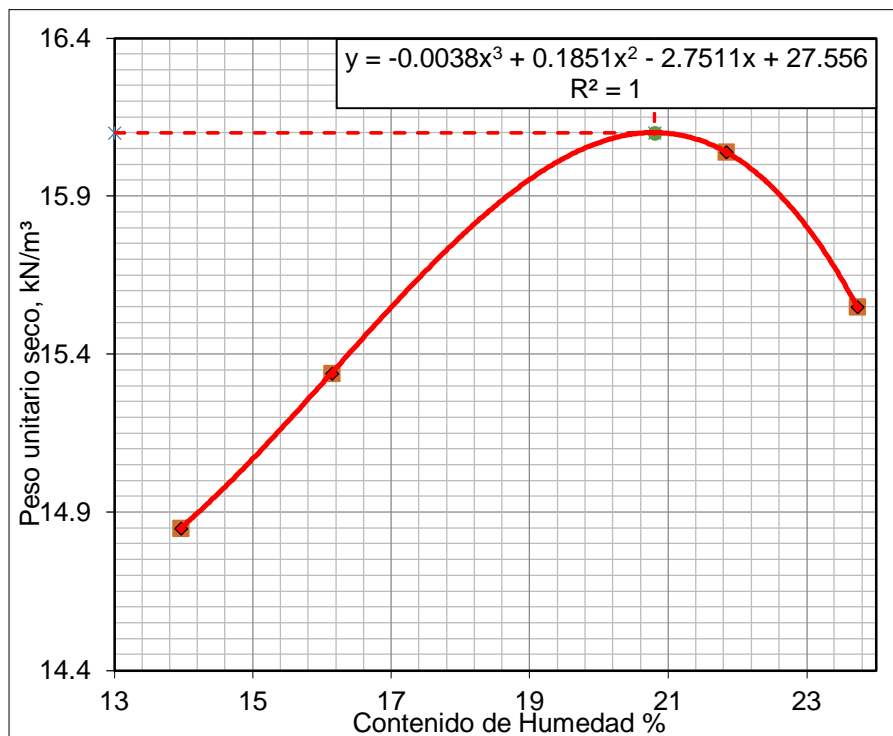
Figura 3.24 – Preparación muestras y equipo Mini-Proctor



Fuente: Elaboración propia.

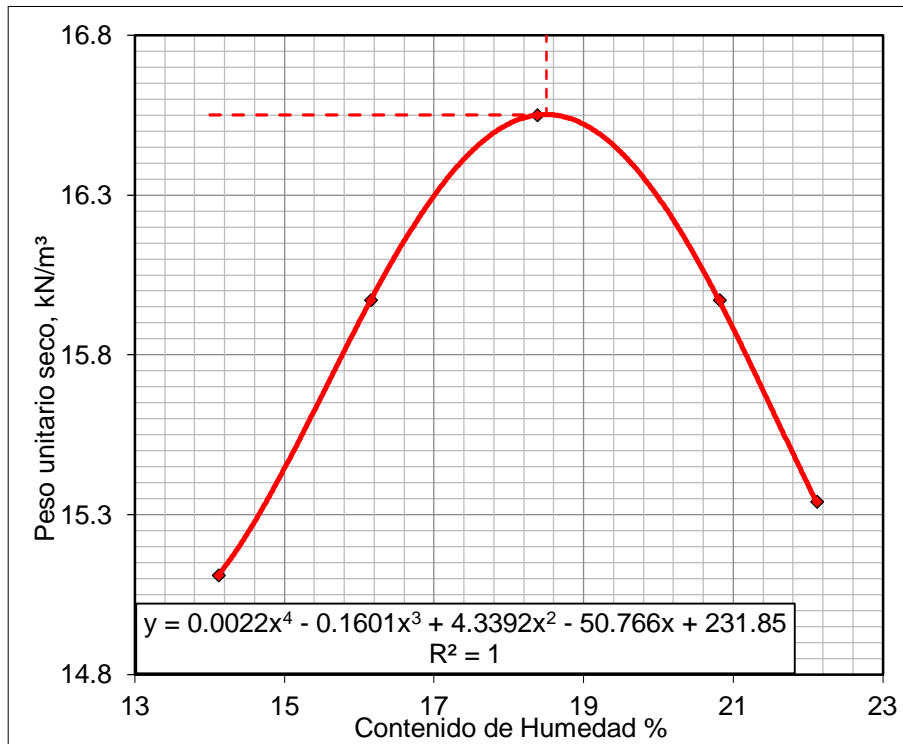
Se muestran los resultados de los ensayos mini-compactación, de los 3 suelos naturales lateríticos. de igual manera se realizó este ensayo con los tres estabilizantes de cada uno de las muestras que se analizan en el siguiente capítulo de este proyecto.

Figura 3.25 – Curva Mini-Proctor (Muestra Punto-1)



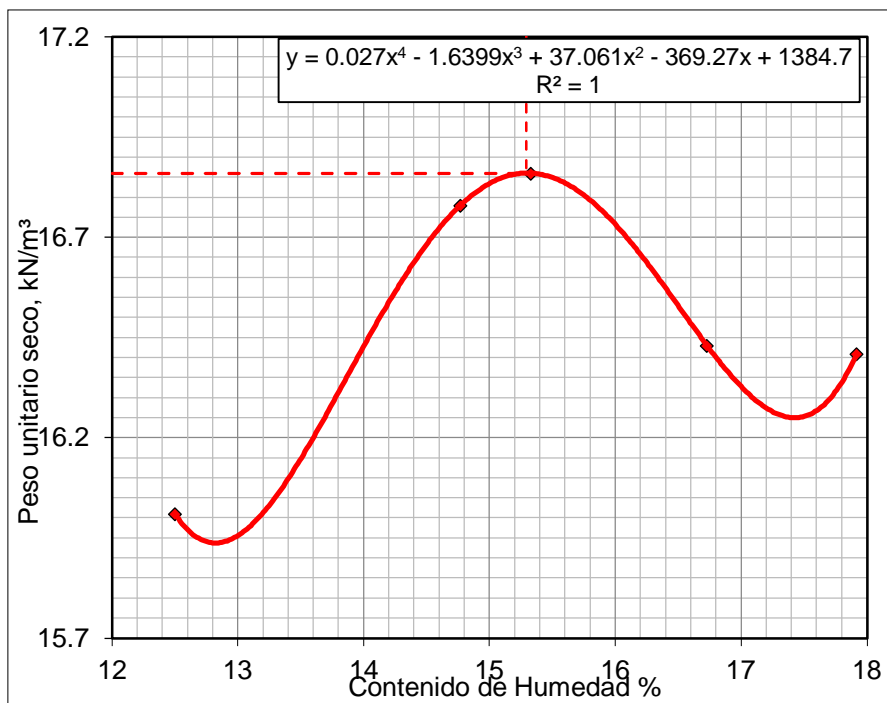
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.26 – Curva Mini-Proctor (Muestra Punto-2)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.27 – Curva Mini-Proctor (Muestra Punto-3)



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.11 – Resultados del ensayo Mini-Proctor

Compactación mini-Proctor			
Descripción	Muestra (Punto-1)	Muestra (Punto-2)	Muestra (Punto-3)
Peso unitario máximo [Kn/m ³]	16.10	16.55	16.86
Humedad optimo [%]	20.80	18.50	15.29

Fuente: Elaboración propia.

3.7.2. Ensayo Mini-MCV y pérdida por inmersión (DNER-ME 256/94)

Los ensayos de Mini-MCV y Pérdida de Masa por Inmersión fueron ejecutados para fines de la Clasificación de suelos a través de la Metodología MCT. Se realizaron estos ensayos conforme a los procedimientos de los métodos de ensayo DNER-ME 258/94 (Mini-MCV) y DNER-ME 256/94 (Pérdida de Masa por Inmersión).

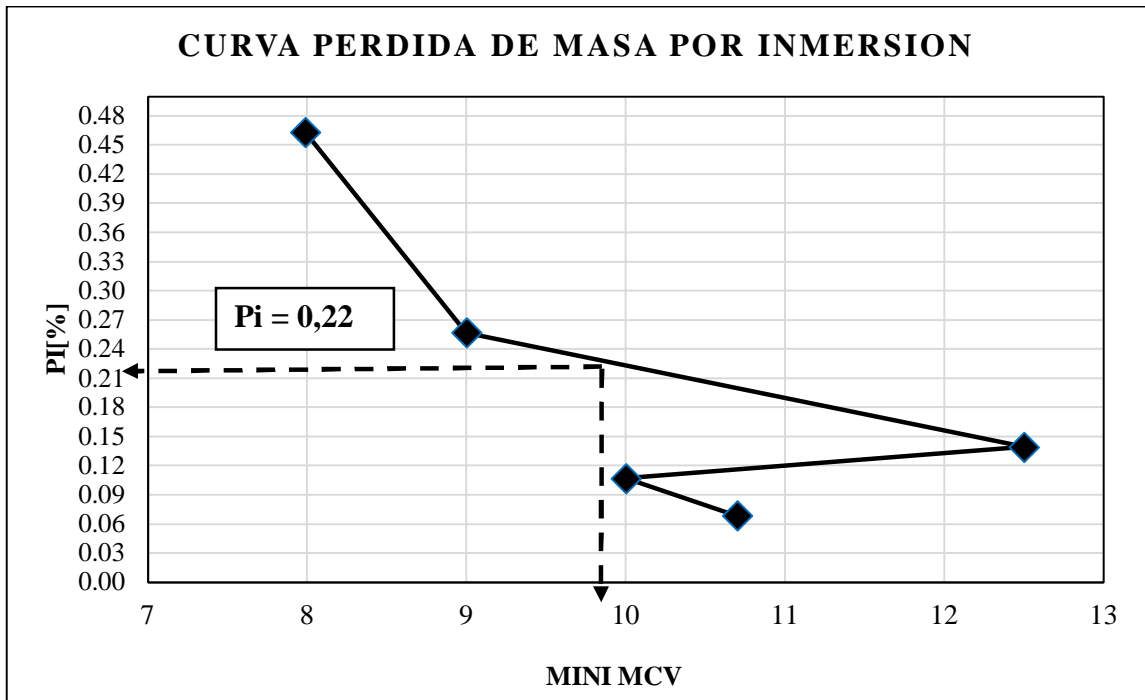
Figura 3.28 – Muestras sumergidas en agua



Fuente: Elaboración propia.

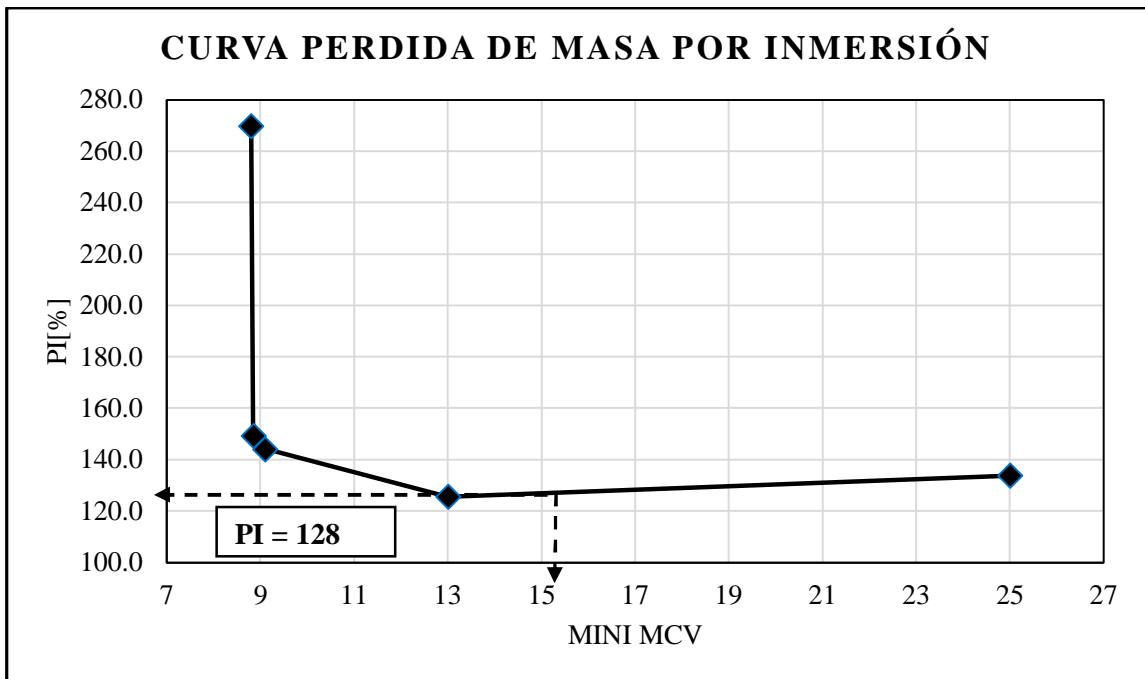
Se muestran las curvas pérdida de masa por inmersión de las 3 muestras naturales del proyecto para su posterior clasificación MCT.

Figura 3.29 – Curva Mini-MCV vs Pi (Muestra Punto-1)



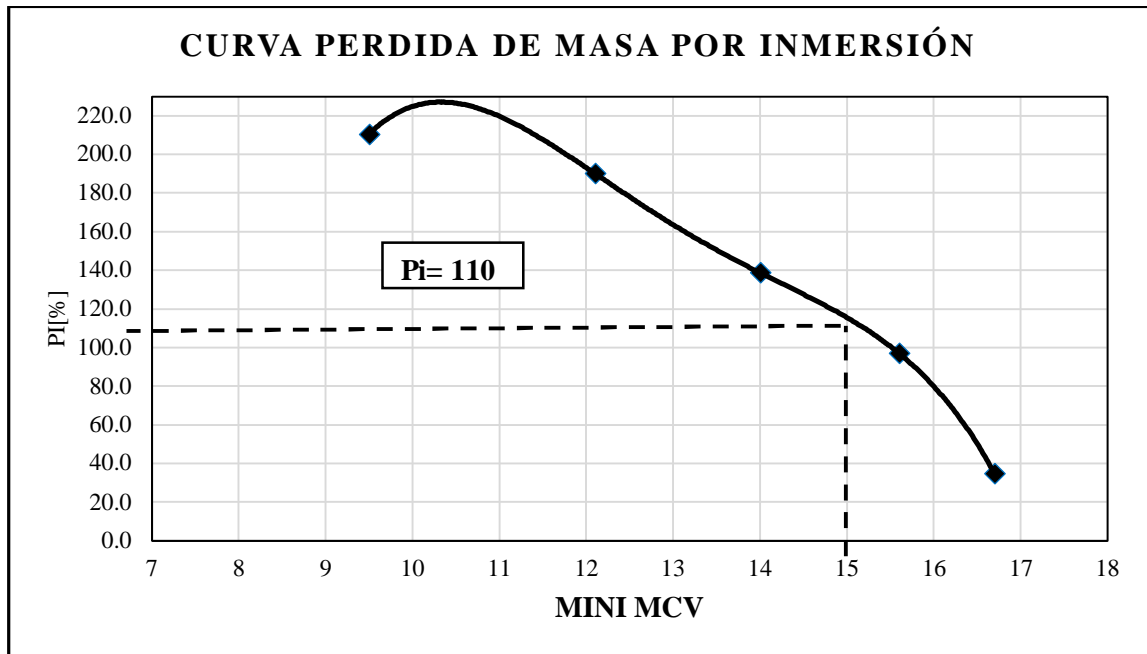
Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.30 – Curva Mini-MCV vs Pi (Muestra Punto-2)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.31 – Curva Mini-MCV vs Pi (Muestra Punto-3)



Fuente: Elaboración propia.

3.7.3. Ensayo Mini-CBR y Expansión (DNER-ME 254/97)

Para la validación de la Capacidad de Soporte y la Expansión, fueron ejecutados los ensayos de Mini- CBR y Expansión según el procedimiento de la Norma DNER-ME 254/97. Análogo al tradicional CBR, el ensayo consiste en la medida de la penetración de un pistón padrón de 16 mm de diámetro a una velocidad de 1,25 mm/min en un cuerpo de prueba compactado (Diámetro: 50 mm y Altura: 50 mm).

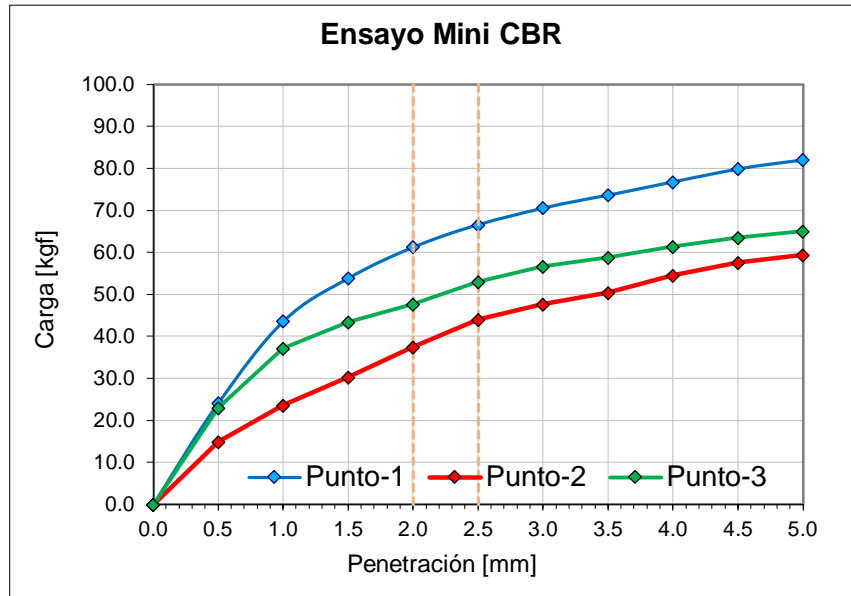
Figura 3.32 – Toma de lecturas del ensayo Mini-CBR y su expansión



Fuente: Elaboración propia.

Se muestra las curvas del ensayo mini-CBR obtenidas se los 3 suelos naturales, de igual manera se realizará las comparaciones son sus 3 estabilizantes.

Figura 3.33 – Curvas ensayo Mini-CBR



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.12 – Resultados del ensayo Mini-CBR y su Expansión

Compactación mini-Proctor			
Descripción	Muestra (Punto-1)	Muestra (Punto-2)	Muestra (Punto-3)
CBR [%]	22.52	15.27	18.17
Expansión [%]	0.30	0.35	0.27

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS Y COMPARACIÓN

4.1. Introducción

En este capítulo se procederá a realizar las comparaciones correspondientes de los suelos naturales lateríticos con los 3 estabilizantes (Cal, Cemento y aluvial) y con los porcentajes trabajados de (3,6 y 9%) mediante tablas y gráficos comparativos. Para luego proceder al análisis de resultados de la influencia los estabilizantes en este tipo de suelos, mediante la siguiente metodología de comparación:

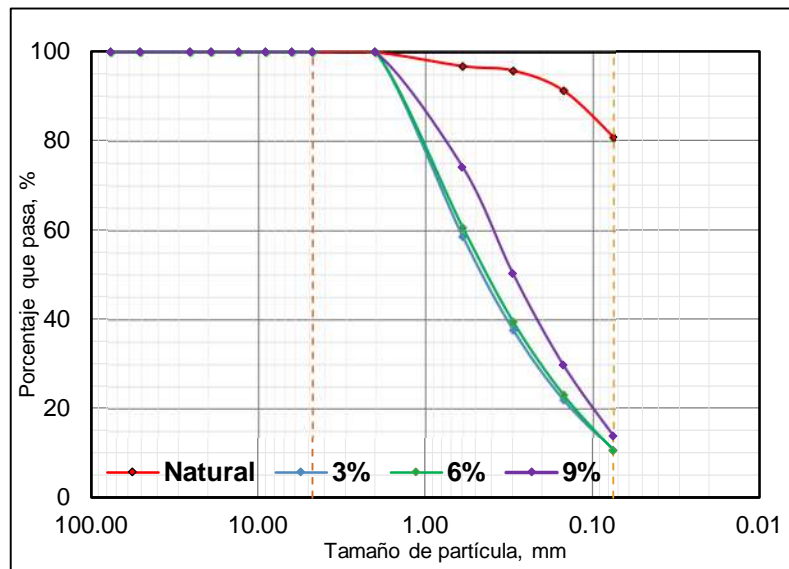
- Comparación de curvas de distribución del tamaño de partículas (Granulometría)
- Tablas de comparación de los límites de consistencia.
- Tablas de comparación clasificación de suelos.
- Comparación de curvas de compactación, ensayo Mini-Proctor.
- Comparación de curvas de resistencia y expansión, ensayo Mini-CBR y su Expansión.

4.2. Comparación del ensayo granulometría

4.2.1. Granulometría estabilización con Suelo-Cal

- Suelo muestra punto-1:

Figura 4.1 – Curvas estabilización Suelo-Cal



Fuente: Elaboración propia.

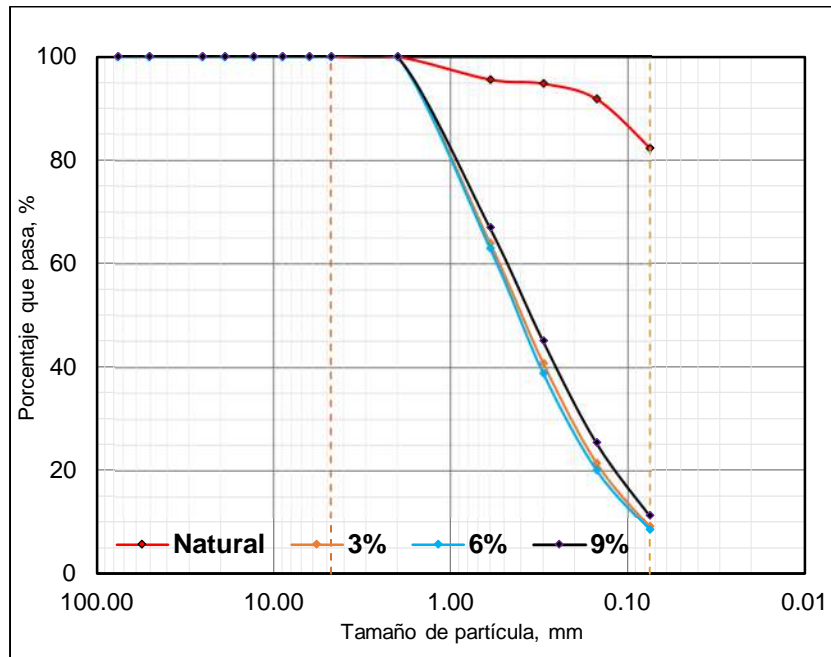
Tabla 4.1 – Comparación resultados granulometrías

Granulometrías				
Descripción	Natural	3% Cal	6% Cal	9% Cal
Grava [%]	0	0	0	0
Arena [%]	19.1	89.2	89.4	86.1
Finos [%]	80.9	10.8	10.6	13.9

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra punto-2:

Figura 4.2 – Curvas estabilización Suelo-Cal



Fuente: Elaboración propia.

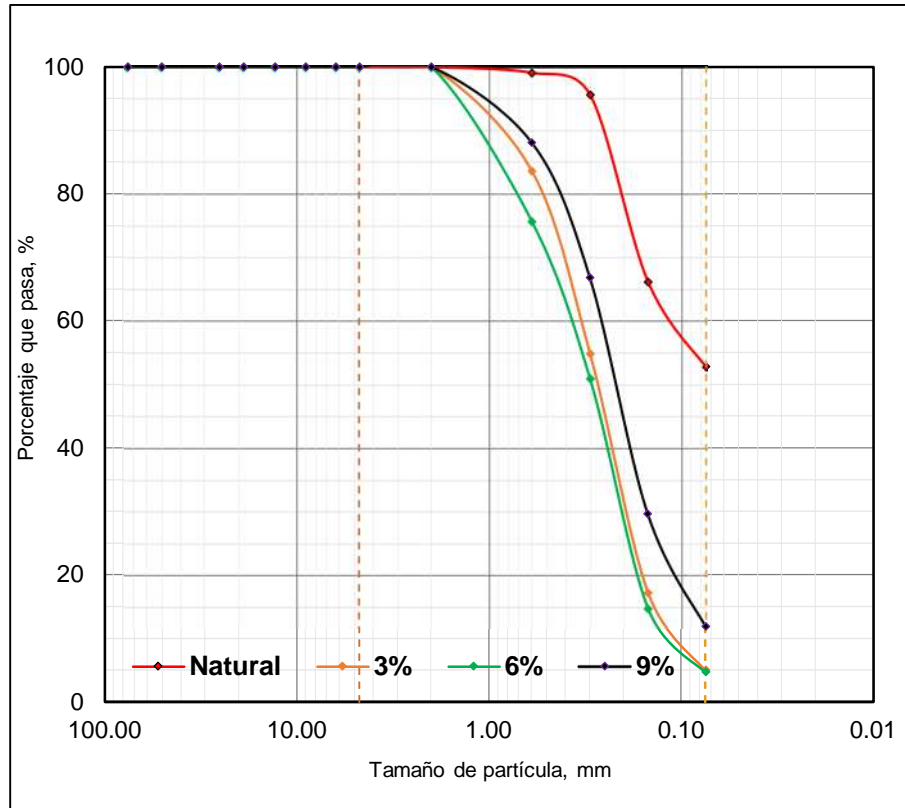
Tabla 4.2 – Comparación resultados granulometrías

Granulometrías				
Descripción	Natural	3% Cal	6% Cal	9% Cal
Grava [%]	0	0	0	0
Arena [%]	17.6	90.9	91.4	88.7
Finos [%]	82.4	9.1	8.6	11.3

Fuente: Elaboración propia.

- **Suelo muestra punto-3:**

Figura 4.3 – Curvas estabilización Suelo-Cal



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.3 – Comparación resultados granulometrías

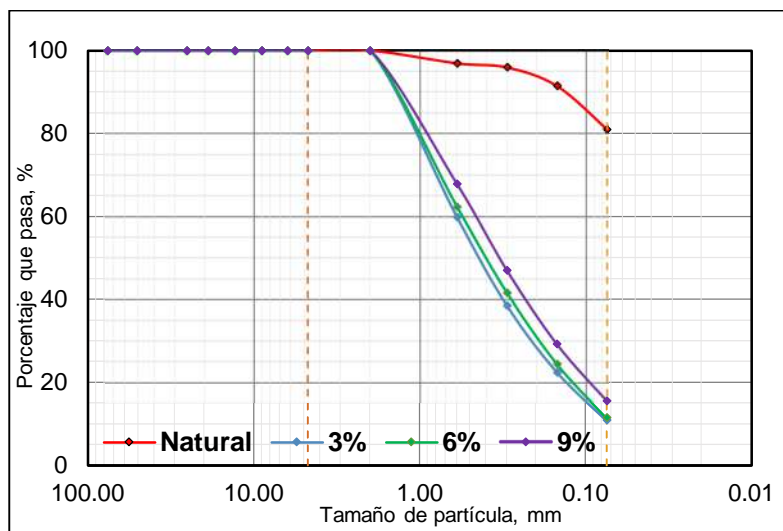
Granulometrías				
Descripción	Natural	3% Cal	6% Cal	9% Cal
Grava [%]	0	0	0	0
Arena [%]	47.2	95.0	95.3	88.1
Finos [%]	52.8	5.0	4.7	11.9

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2. Granulometría estabilización con Suelo-Cemento

- **Suelo muestra punto-1:**

Figura 4.4 – Curvas estabilización Suelo-Cemento



Fuente: Elaboración propia.

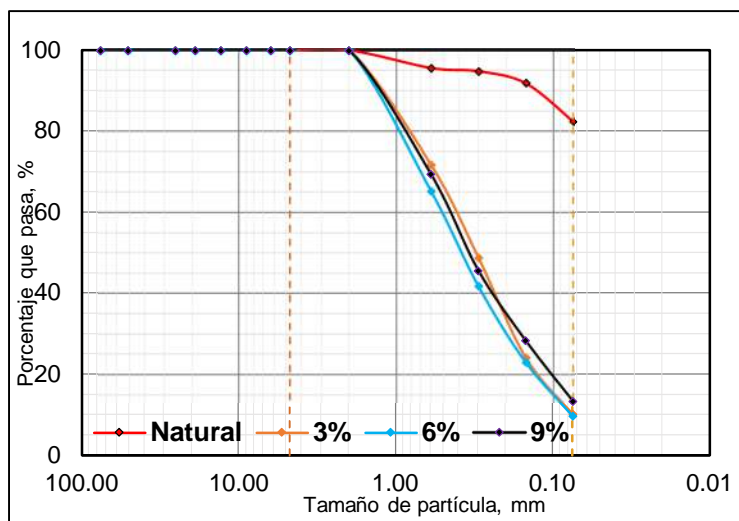
Tabla 4.4 – Comparación resultados granulometrías

Granulometrías				
Descripción	Natural	3% Cemento	6% Cemento	9% Cemento
Grava [%]	0	0	0	0
Arena [%]	17.6	89.2	88.6	84.5
Finos [%]	82.4	10.8	11.4	15.5

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra punto-2:

Figura 4.5 – Curvas estabilización Suelo-Cemento



Fuente: Elaboración propia.

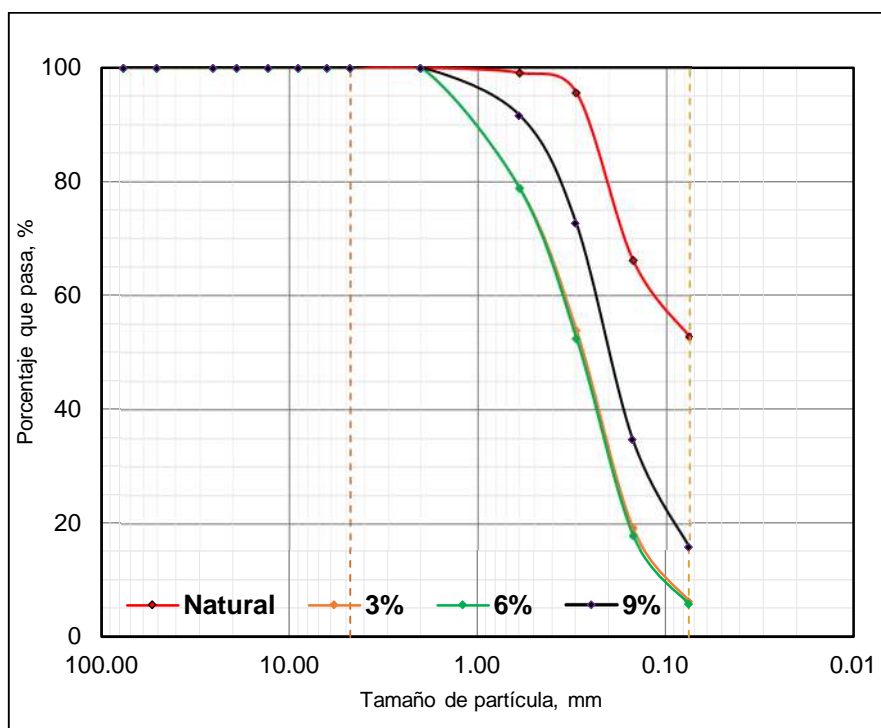
Tabla 4.5 – Comparación resultados granulometrías

Granulometrías				
Descripción	Natural	3% Cemento	6% Cemento	9% Cemento
Grava [%]	0	0	0	0
Arena [%]	17.6	89.7	90.2	86.6
Finos [%]	82.4	10.3	9.8	13.4

Fuente: Elaboración propia.

- **Suelo muestra punto-3:**

Figura 4.6 – Curvas estabilización Suelo-Cemento



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.6 – Comparación resultados granulometrías

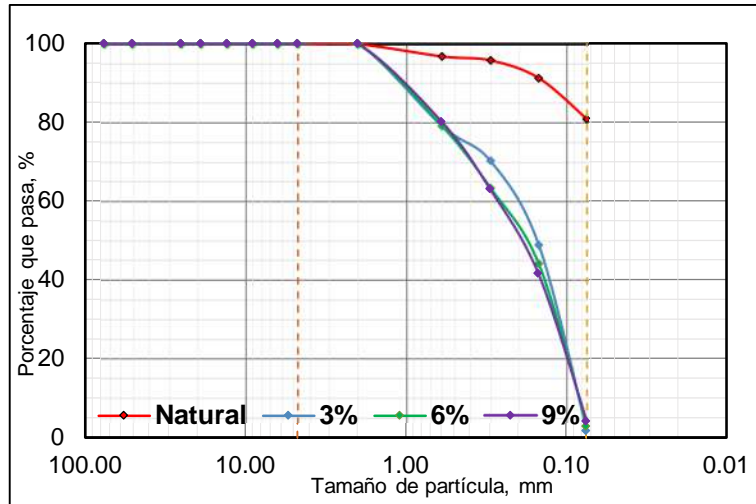
Granulometrías				
Descripción	Natural	3% Cemento	6% Cemento	9% Cemento
Grava [%]	0	0	0	0
Arena [%]	47.2	93.7	94.2	84.2
Finos [%]	52.8	6.3	5.8	15.8

Fuente: Elaboración propia.

4.2.3. Granulometría estabilización con Suelo-Aluvial

- **Suelo muestra punto-1:**

Figura 4.7 – Curvas estabilización Suelo-Aluvial



Fuente: Elaboración propia.

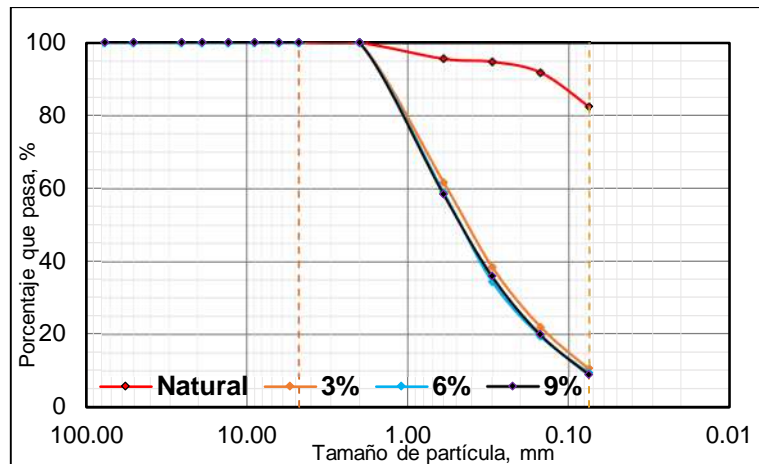
Tabla 4.7 – Comparación resultados granulometrías

Granulometrías				
Descripción	Natural	3% Aluvial	6% Aluvial	9% Aluvial
Grava [%]	0	0	0	0
Arena [%]	19.1	98.4	97.1	95.8
Finos [%]	80.9	1.6	2.9	4.2

Fuente: Elaboración propia.

- **Suelo muestra punto-2:**

Figura 4.8 – Curvas estabilización Suelo-Aluvial



Fuente: Elaboración propia.

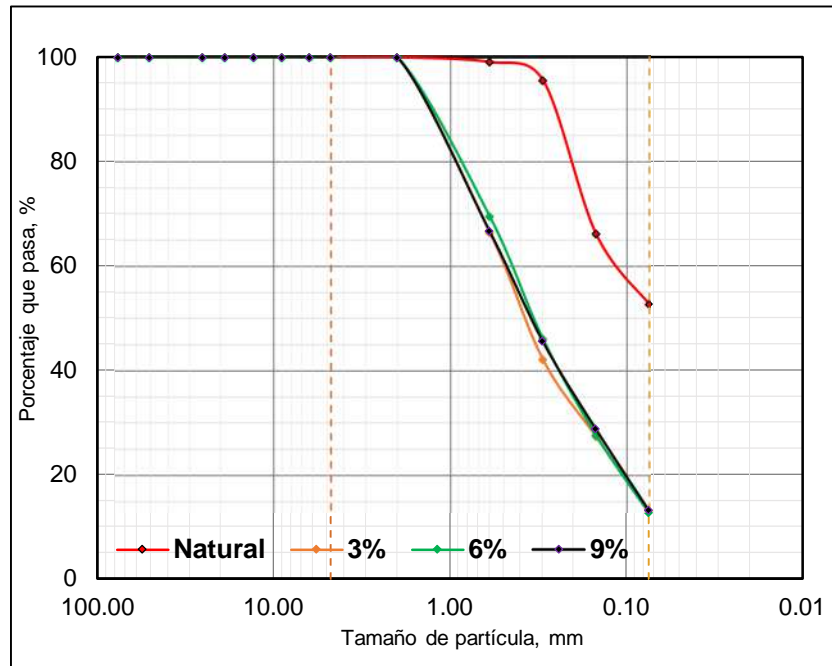
Tabla 4.8 – Comparación resultados granulometrías

Granulometrías				
Descripción	Natural	3% Aluvial	6% Aluvial	9% Aluvial
Grava [%]	0	0	0	0
Arena [%]	17.6	89.5	90.6	91.1
Finos [%]	82.4	10.5	9.4	8.9

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra punto-3:

Figura 4.9 – Curvas estabilización Suelo-Aluvial



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.9 – Comparación resultados granulometrías

Granulometrías				
Descripción	Natural	3% Aluvial	6% Aluvial	9% Aluvial
Grava [%]	0	0	0	0
Arena [%]	47.2	86.9	87.2	86.8
Finos [%]	52.8	13.1	12.8	13.2

Fuente: Elaboración propia.

4.3. Comparación límites de consistencia

4.3.1. Comparación límites de consistencia Suelo-Cal

- Suelo muestra del Punto-1:

Tabla 4.10 – Comparación Límites de Consistencia Suelo-Cal

Límites de Consistencia				
Descripción	Natural	3% Cal	6% Cal	9% Cal
Límite líquido [LL%]	43.31	47.78	40.99	40.81
Límite plástico [LP%]	19.14	25.50	23.65	30.81
Índice de Plasticidad [IP%]	24.16	22.28	17.34	10.00

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra del Punto-2:

Tabla 4.11 – Comparación Límites de Consistencia Suelo-Cal

Límites de Consistencia				
Descripción	Natural	3% Cal	6% Cal	9% Cal
Límite líquido [LL%]	49.36	49.29	41.56	40.42
Límite plástico [LP%]	27.58	23.13	23.62	32.30
Índice de Plasticidad [IP%]	21.78	19.16	17.94	8.12

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra del Punto-3:

Tabla 4.12 – Comparación Límites de Consistencia Suelo-Cal

Límites de Consistencia				
Descripción	Natural	3% Cal	6% Cal	9% Cal
Límite líquido [LL%]	34.20	32.27	29.39	35.32
Límite plástico [LP%]	19.92	19.38	17.11	26.03
Índice de Plasticidad [IP%]	14.26	12.89	12.29	9.29

Fuente: Elaboración propia.

4.3.2. Comparación límites de consistencia Suelo-Cemento

- Suelo muestra del Punto-1:

Tabla 4.13 – Comparación Límites de Consistencia Suelo-Cemento

Límites de Consistencia				
Descripción	Natural	3% Cemento	6% Cemento	9% Cemento
Límite líquido [LL%]	43.31	41.07	40.18	43.28
Límite plástico [LP%]	19.14	19.94	23.33	27.71
Índice de Plasticidad [IP%]	24.16	21.13	16.85	15.58

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra del Punto-2:

Tabla 4.14 – Comparación Límites de Consistencia Suelo-Cemento

Límites de Consistencia				
Descripción	Natural	3% Cemento	6% Cemento	9% Cemento
Límite líquido [LL%]	49.36	47.10	53.78	44.55
Límite plástico [LP%]	27.58	29.25	38.07	34.34
Índice de Plasticidad [IP%]	21.78	17.85	15.71	10.21

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra del Punto-3:

Tabla 4.15 – Comparación Límites de Consistencia Suelo-Cemento

Límites de Consistencia				
Descripción	Natural	3% Cemento	6% Cemento	9% Cemento
Límite líquido [LL%]	34.20	36.69	37.63	34.74
Límite plástico [LP%]	19.92	24.57	26.89	25.56
Índice de Plasticidad [IP%]	14.26	12.12	10.74	9.18

Fuente: Elaboración propia.

4.3.3. Comparación límites de consistencia Suelo-Aluvial

- Suelo muestra del Punto-1:

Tabla 4.16 – Comparación Límites de Consistencia Suelo-Aluvial

Límites de Consistencia				
Descripción	Natural	3% Aluvial	6% Aluvial	9% Aluvial
Límite líquido [LL%]	43.31	47.78	37.08	28.87
Límite plástico [LP%]	19.14	29.50	20.66	14.00
Índice de Plasticidad [IP%]	24.16	18.28	16.42	14.87

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra del Punto-2:

Tabla 4.17 – Comparación Límites de Consistencia Suelo-Aluvial

Límites de Consistencia				
Descripción	Natural	3% Aluvial	6% Aluvial	9% Aluvial
Límite líquido [LL%]	49.36	24.21	25.90	33.31
Límite plástico [LP%]	27.58	6.65	11.17	20.75
Índice de Plasticidad [IP%]	21.78	17.56	14.73	12.56

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra del Punto-3:

Tabla 4.18 – Comparación Límites de Consistencia Suelo-Aluvial

Límites de Consistencia				
Descripción	Natural	3% Aluvial	6% Aluvial	9% Aluvial
Límite líquido [LL%]	34.20	20.27	17.17	26.37
Límite plástico [LP%]	19.92	8.94	7.97	19.50
Índice de Plasticidad [IP%]	14.26	11.33	9.20	6.88

Fuente: Elaboración propia.

4.4. Comparación clasificación tradicional de suelos

Tabla 4.19 – Clasificación de suelos

Descripción		Sistema de clasificación	
		Unificado	ASSHTO
Muestra Suelo Punto-1	Natural	Arcilla magra con arena (CL)	A-7-6 (19)
	Suelo+3% Cal	Arena bien gradada con arcilla (SW-SC)	A-2-7 (0)
	Suelo+6% Cal	Arena pobremente gradada con arcilla (SP-SC)	A-2-7 (0)
	Suelo+9% Cal	Arena limosa (SM)	A-2-5 (0)
	Suelo+3% Cemento	Arena bien gradada con arcilla (SW-SC)	A-2-7 (0)
	Suelo+6% Cemento	Arena pobremente gradada con arcilla (SP-SC)	A-2-7 (0)
	Suelo+9% Cemento	Arena limosa (SM)	A-2-7 (0)
	Suelo+3% Aluvial	Arena pobremente gradada (SP)	A-2-7 (0)
	Suelo+6% Aluvial	Arena pobremente gradada (SP)	A-2-6 (0)
	Suelo+9% Aluvial	Arena pobremente gradada (SP)	A-2-6 (0)
Muestra Suelo Punto-2	Natural	Arcilla magra con arena (CL)	A-7-6 (20)
	Suelo+3% Cal	Arena pobremente gradada con arcilla (SP-SC)	A-2-7 (0)
	Suelo+6% Cal	Arena bien gradada con arcilla (SW-SC)	A-2-7 (0)
	Suelo+9% Cal	Arena pobremente gradada con limo (SP-SM)	A-2-5 (0)
	Suelo+3% Cemento	Arena pobremente gradada con limo (SP-SM)	A-2-7 (0)
	Suelo+6% Cemento	Arena pobremente gradada con limo (SP-SM)	A-2-7 (0)
	Suelo+9% Cemento	Arena limosa (SM)	A-2-7 (0)
	Suelo+3% Aluvial	Arena bien gradada con arcilla (SW-SC)	A-2-6 (0)
	Suelo+6% Aluvial	Arena bien gradada con arcilla (SW-SC)	A-2-6 (0)
	Suelo+9% Aluvial	Arena bien gradada con arcilla (SW-SC)	A-2-6 (0)
Muestra Suelo Punto-3	Natural	Arcilla magra arenosa (CL)	A-6 (5)
	Suelo+3% Cal	Arena pobremente gradada (SP)	A-2-6 (0)
	Suelo+6% Cal	Arena pobremente gradada (SP)	A-2-7 (0)
	Suelo+9% Cal	Arena pobremente gradada (SP)	A-2-4 (0)
	Suelo+3% Cemento	Arena limosa (SM)	A-2-6 (0)
	Suelo+6% Cemento	Arena arcillosa (SC)	A-2-6 (0)
	Suelo+9% Cemento	Arena limosa (SM)	A-2-4 (0)
	Suelo+3% Aluvial	Arena arcillosa (SC)	A-2-6 (0)
	Suelo+6% Aluvial	Arena arcillosa (SC)	A-2-4 (0)
	Suelo+9% Aluvial	Arena limosa arcillosa (SC-SM)	A-2-4 (0)

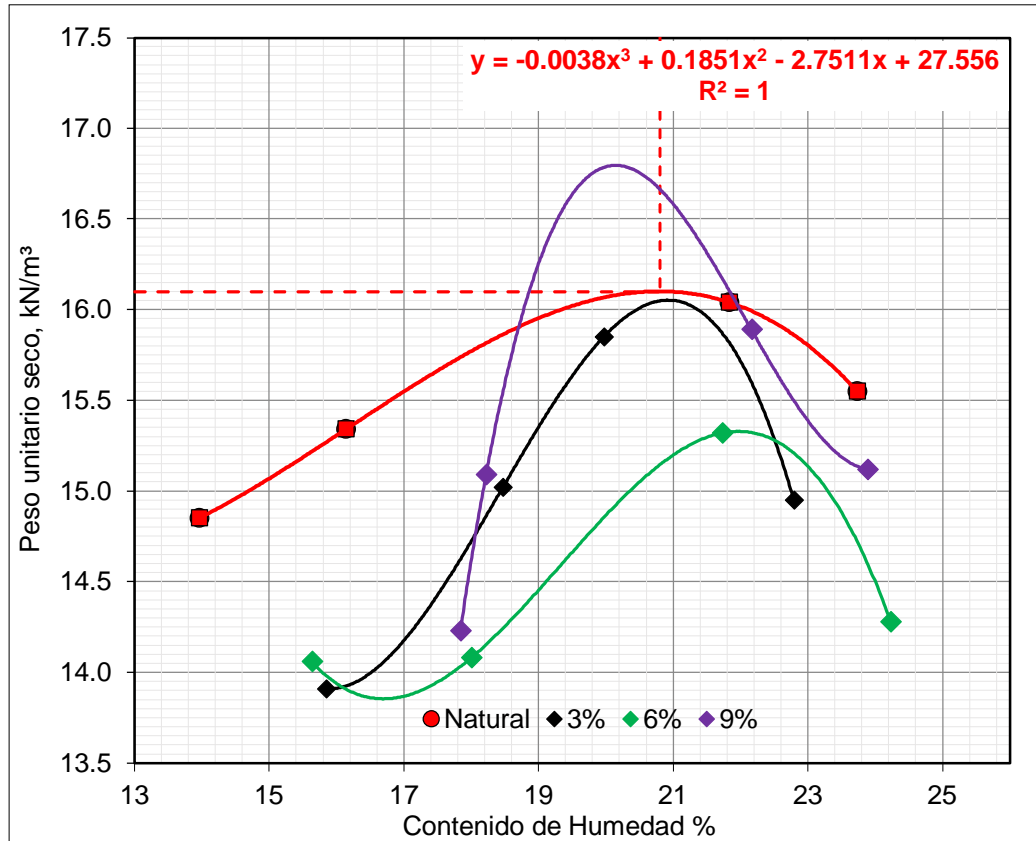
Fuente: Elaboración propia.

4.5. Comparación de compactación de suelos lateritas ensayo (Mini-Proctor)

4.5.1. Compactación con estabilización Suelo-Cal

- Suelo muestra punto-1:

Figura 4.10 – Curvas de compactación Suelo-Cal



Fuente: Elaboración propia.

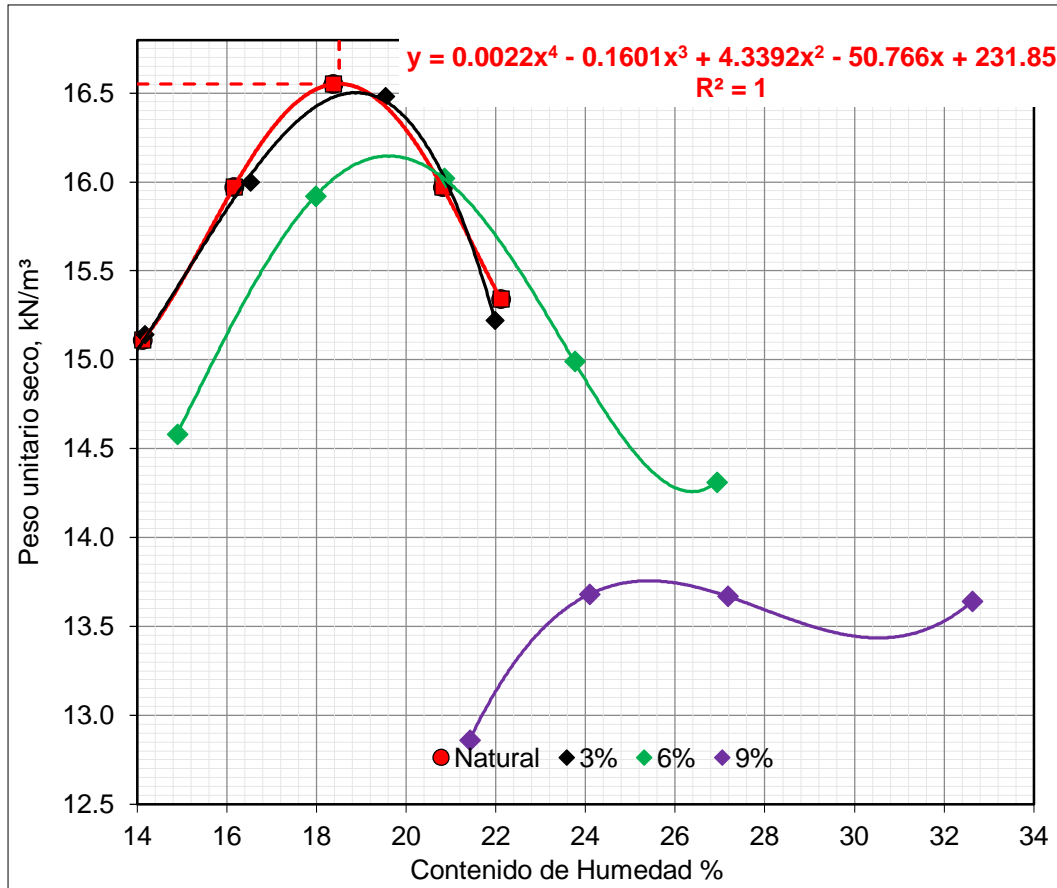
Tabla 4.20 – Comparación resultados de compactación Suelo-Cal

Compactaciones mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Cal	6% Cal	9% Cal
Peso unitario máximo [Kn/m3]	16.10	16.05	15.33	15.12
Humedad óptimo [%]	20.80	20.93	21.97	23.96

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra punto-2:

Figura 4.11 – Curvas de compactación Suelo-Cal



Fuente: Elaboración propia.

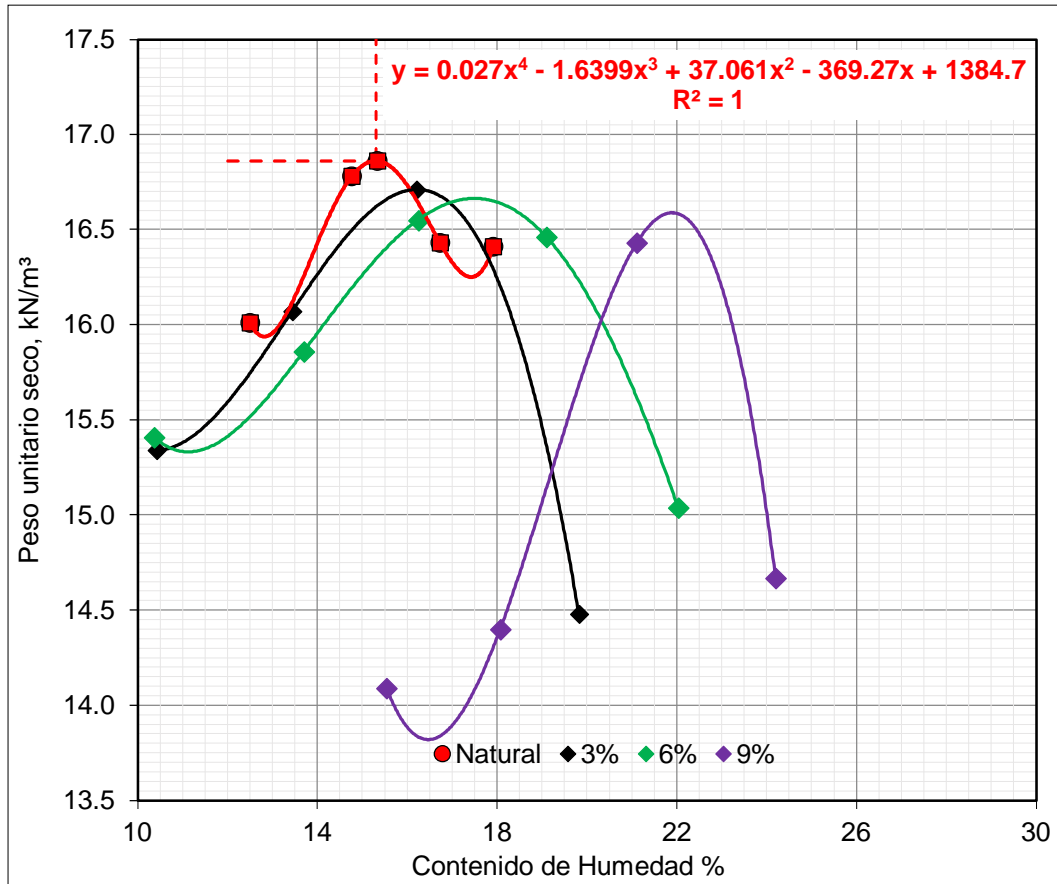
Tabla 4.21 – Comparación resultados de compactación Suelo-Cal

Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Cal	6% Cal	9% Cal
Peso unitario máximo [Kn/m3]	16.55	16.50	16.15	13.76
Humedad óptimo [%]	18.50	18.88	19.61	25.41

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra punto-3:

Figura 4.12 – Curvas de compactación Suelo-Cal



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.22 – Comparación resultados de compactación Suelo-Cal

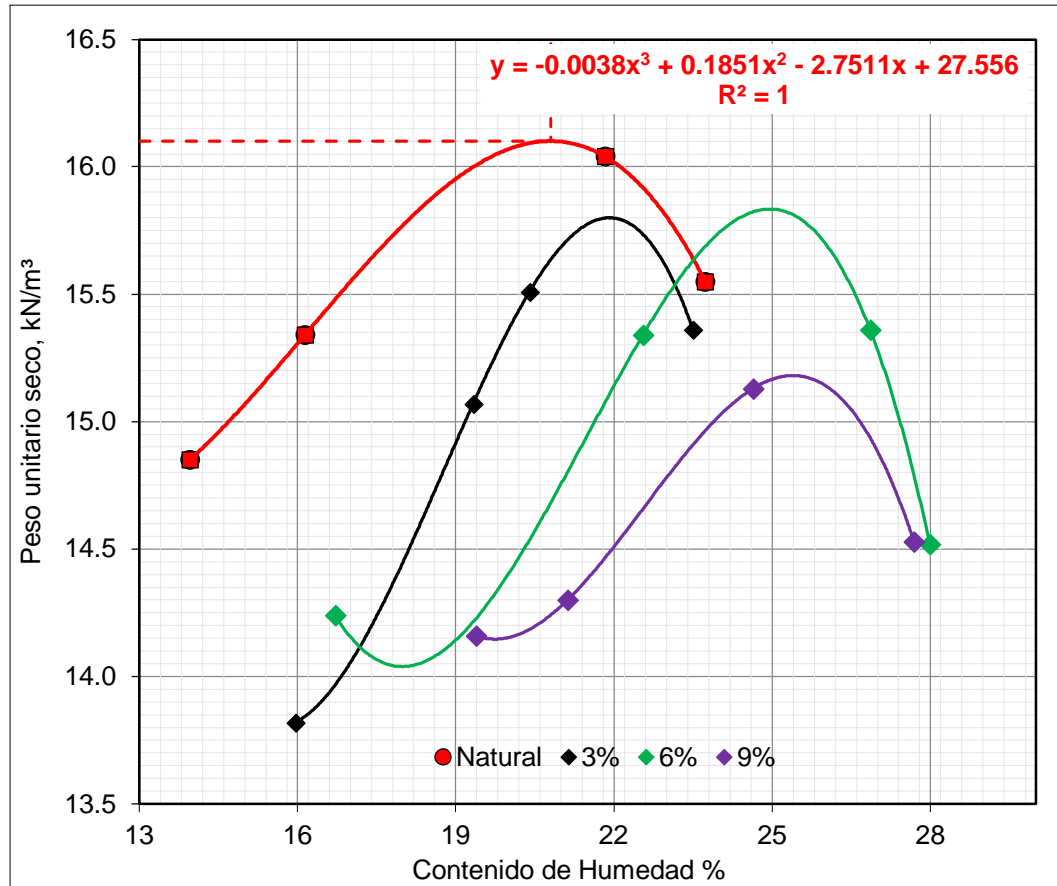
Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Cal	6% Cal	9% Cal
Peso unitario máximo [Kn/m3]	16.86	16.71	16.66	16.59
Humedad óptimo [%]	15.29	16.22	17.50	21.90

Fuente: Elaboración propia.

4.5.2. Compactación con estabilización Suelo-Cemento

- Suelo muestra punto-1:

Figura 4.13 – Curvas de compactación Suelo-Cemento



Fuente: Elaboración propia.

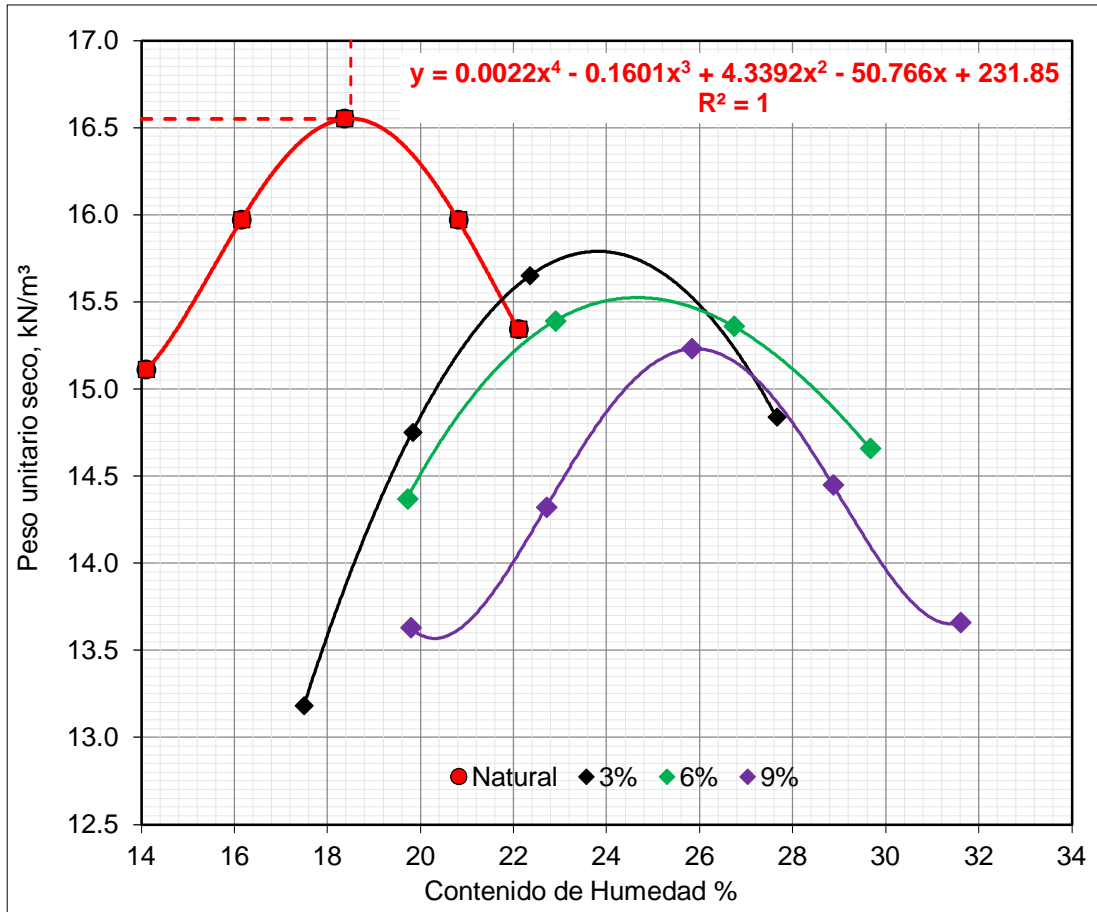
Tabla 4.23 – Comparación resultados de compactación Suelo-Cemento

Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Cemento	6% Cemento	9% Cemento
Peso unitario máximo [Kn/m3]	16.10	15.81	15.83	15.18
Humedad óptimo [%]	20.80	22.20	24.96	25.40

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra punto-2:

Figura 4.13 – Curvas de compactación Suelo-Cemento



Fuente: Elaboración propia.

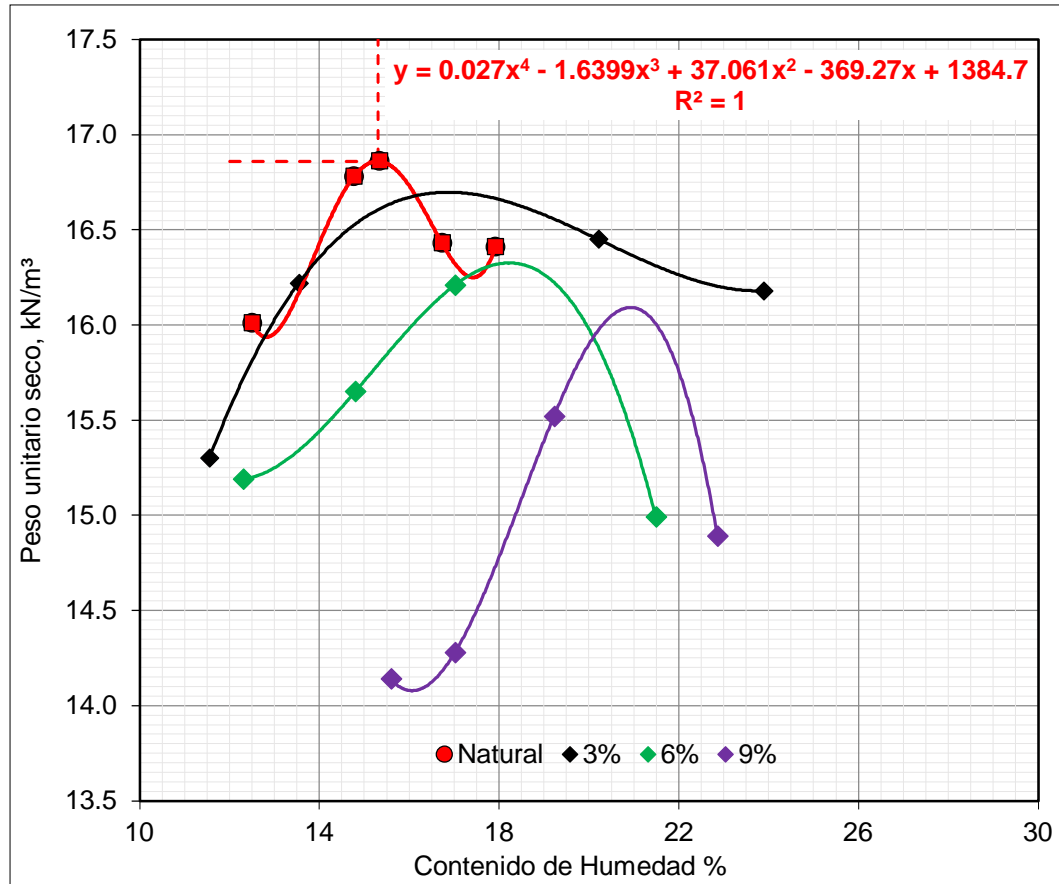
Tabla 4.23 – Comparación resultados de compactación Suelo-Cemento

Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Cemento	6% Cemento	9% Cemento
Peso unitario máximo [Kn/m3]	16.55	15.79	15.52	15.23
Humedad óptimo [%]	18.50	23.82	24.66	25.91

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra punto-3:

Figura 4.14 – Curvas de compactación Suelo-Cemento



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.24 – Comparación resultados de compactación Suelo-Cemento

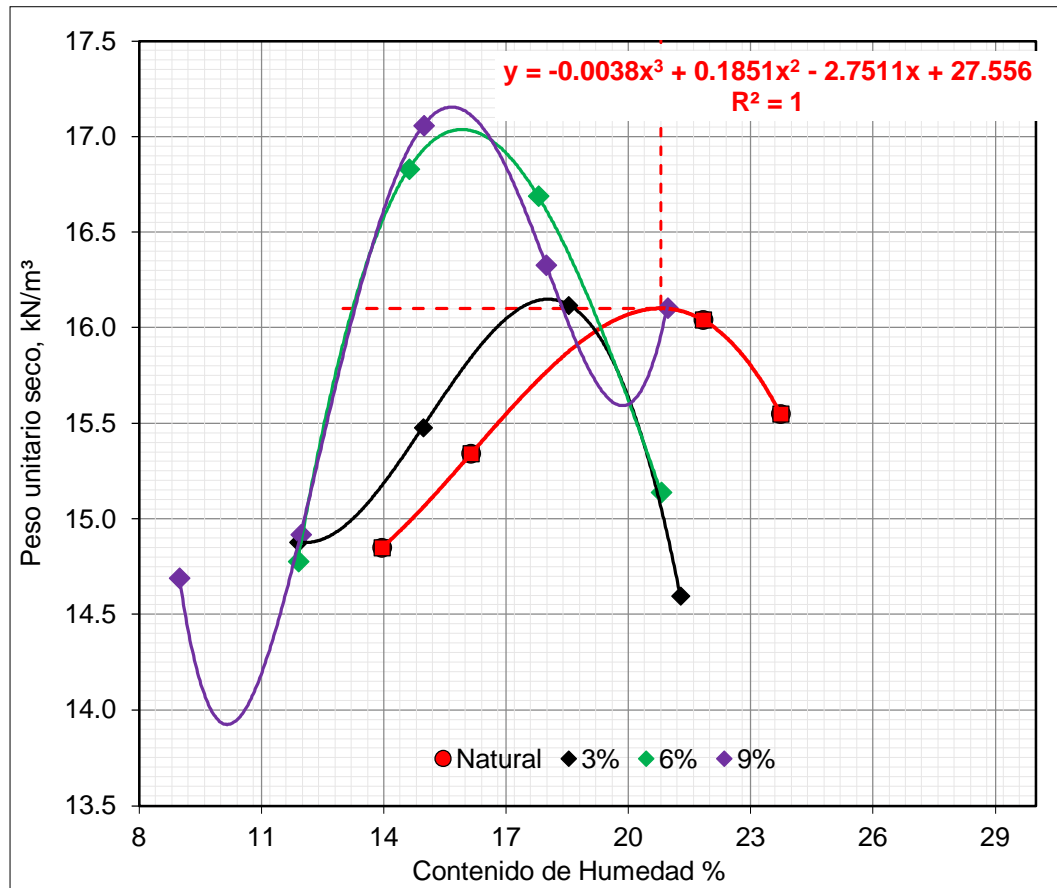
Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Cemento	6% Cemento	9% Cemento
Peso unitario máximo [Kn/m3]	16.86	16.70	16.32	16.09
Humedad óptimo [%]	15.29	16.87	18.23	20.93

Fuente: Elaboración propia.

4.5.3. Compactación con estabilización Suelo-Aluvial

- Suelo muestra punto-1:

Figura 4.15 – Curvas de compactación Suelo-Aluvial



Fuente: Elaboración propia.

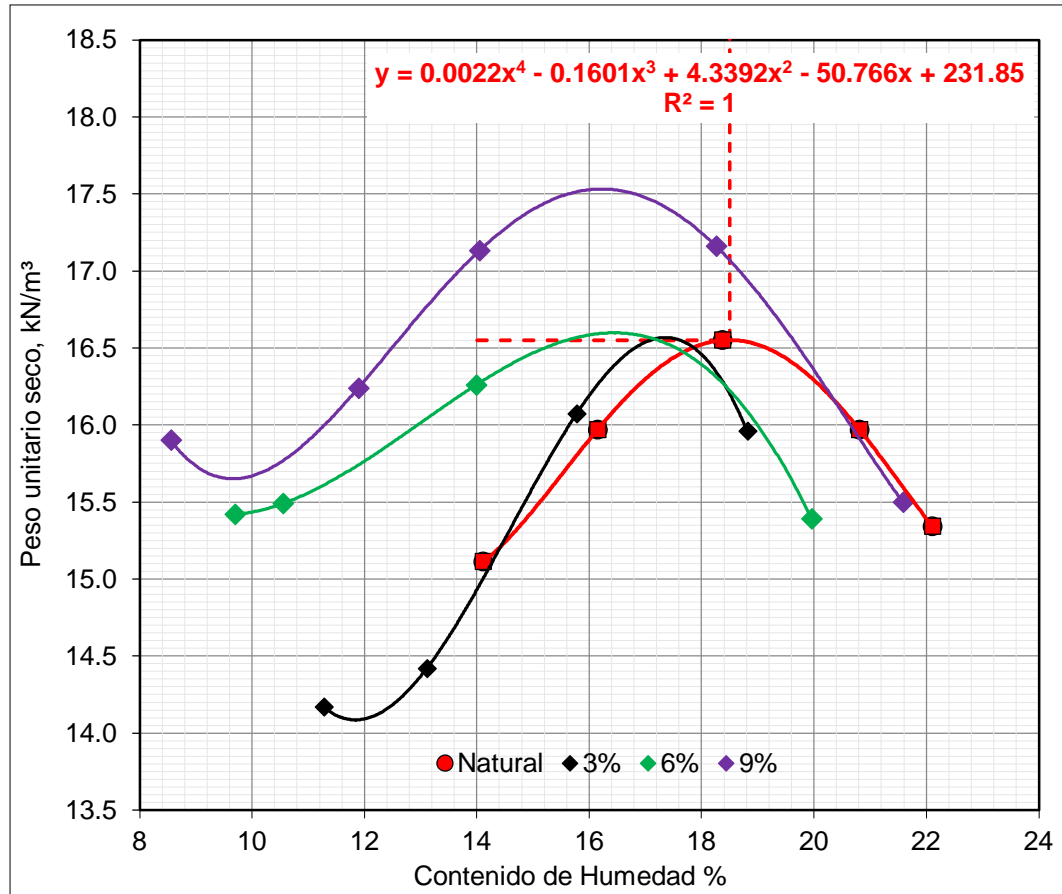
Tabla 4.25 – Comparación resultados de compactación Suelo-Aluvial

Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Aluvial	6% Aluvial	9% Aluvial
Peso unitario máximo [Kn/m3]	16.10	16.14	17.03	17.15
Humedad óptimo [%]	20.80	18.03	15.92	15.67

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra punto-2:

Figura 4.16 – Curvas de compactación Suelo-Aluvial



Fuente: Elaboración propia.

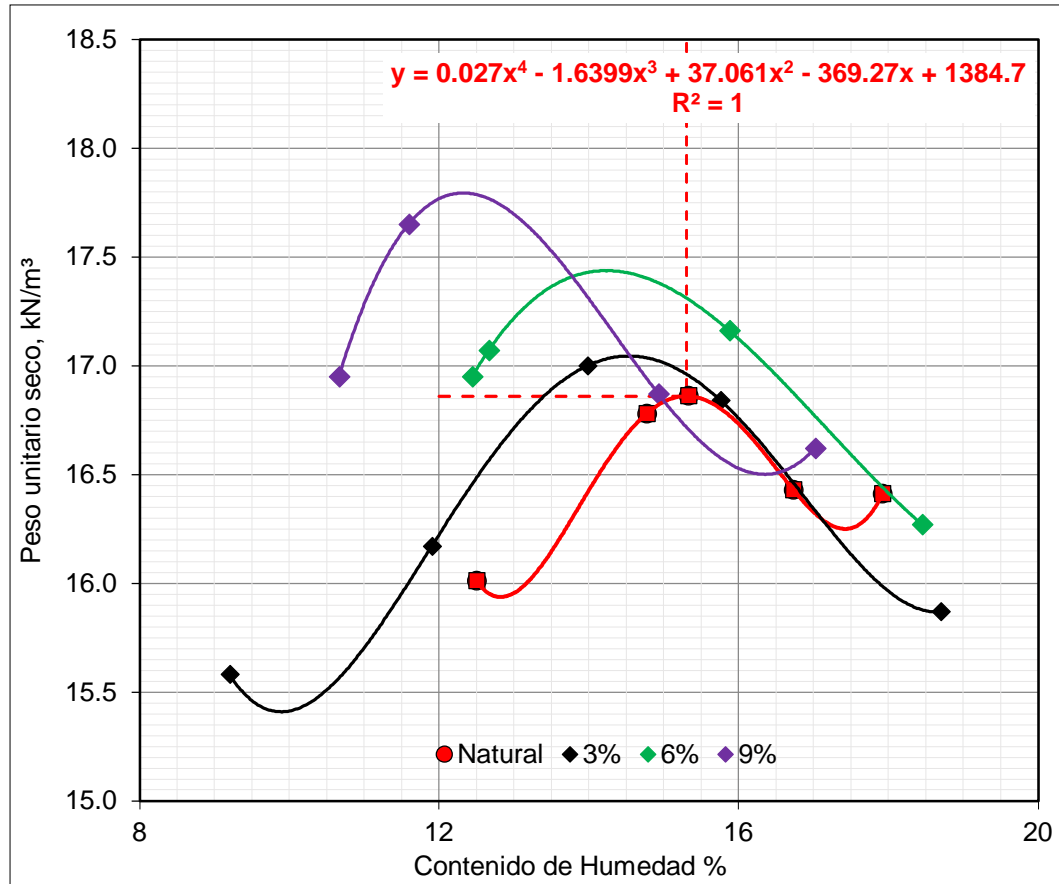
Tabla 4.26 – Comparación resultados de compactación Suelo-Aluvial

Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Aluvial	6% Aluvial	9% Aluvial
Peso unitario máximo [Kn/m3]	16.55	16.57	16.60	17.53
Humedad óptimo [%]	18.50	17.36	16.44	16.22

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra punto-3:

Figura 4.17 – Curvas de compactación Suelo-Aluvial



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.27 – Comparación resultados de compactación Suelo-Aluvial

Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Aluvial	6% Aluvial	9% Aluvial
Peso unitario máximo [Kn/m3]	16.86	17.04	17.44	17.79
Humedad óptimo [%]	15.29	14.54	14.24	12.32

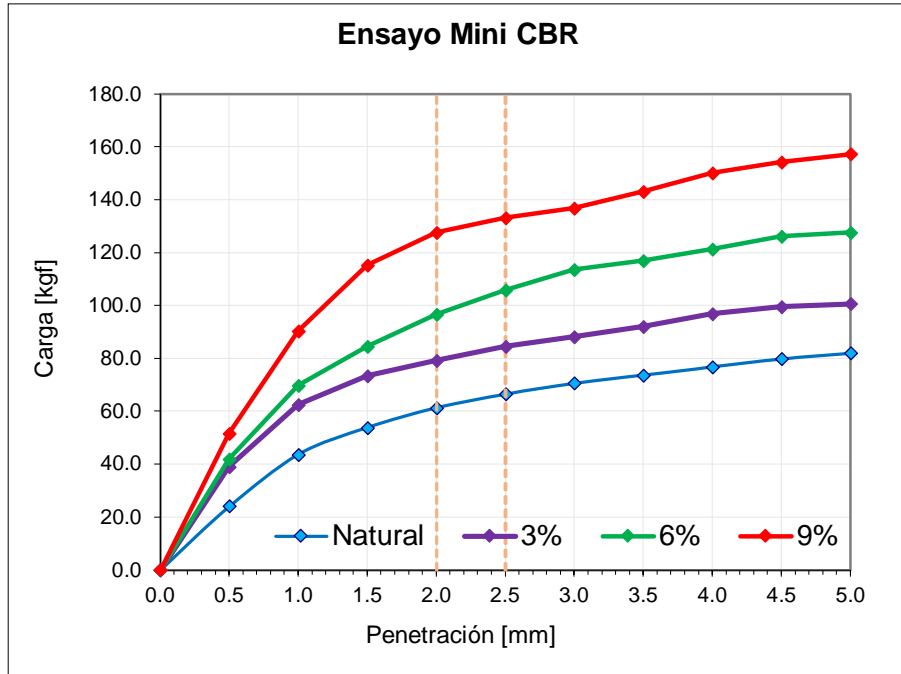
Fuente: Elaboración propia.

4.6. Comparación de ensayo Mini-CBR y su Expansión

4.6.1. Compactación con estabilización Suelo-Cal

- Suelo muestra punto-1:

Figura 4.18 – Curvas de resistencia Mini-CBR Suelo-Cal



Fuente: Elaboración propia.

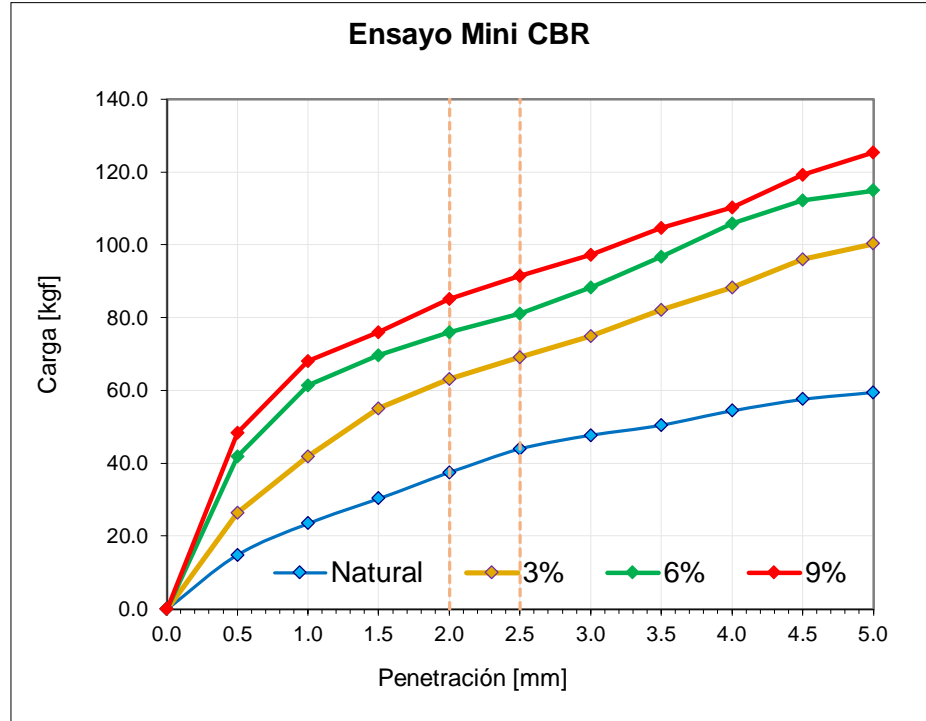
Tabla 4.28 – Comparación resultados Mini-CBR Suelo-Cal

Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Cal	6% Cal	9% Cal
Mini-CBR [%]	22.52	28.17	34.79	43.12
Expansión [%]	0.30	0.13	0.10	0.08

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra punto-2:

Figura 4.19 – Curvas de resistencia Mini-CBR Suelo-Cal



Fuente: Elaboración propia.

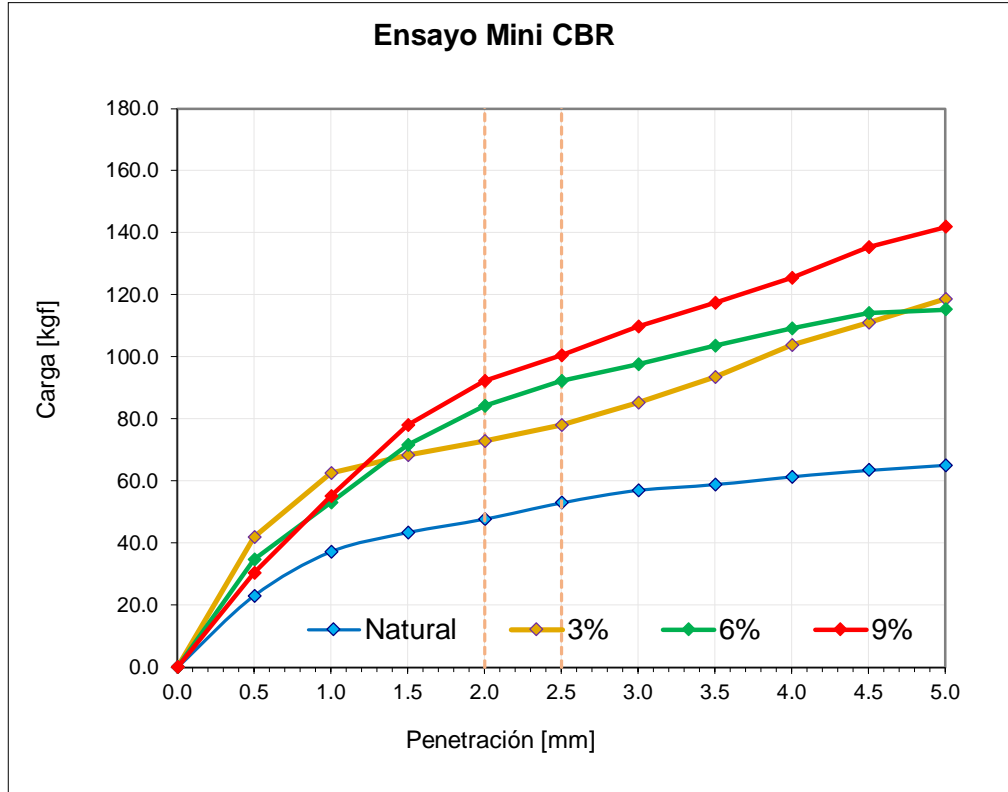
Tabla 4.29 – Comparación resultados Mini-CBR Suelo-Cal

Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Cal	6% Cal	9% Cal
Mini-CBR [%]	15.25	23.31	27.11	30.29
Expansión [%]	0.35	0.18	0.14	0.10

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra punto-3:

Figura 4.20 – Curvas de resistencia Mini-CBR Suelo-Cal



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.30 – Comparación resultados Mini-CBR Suelo-Cal

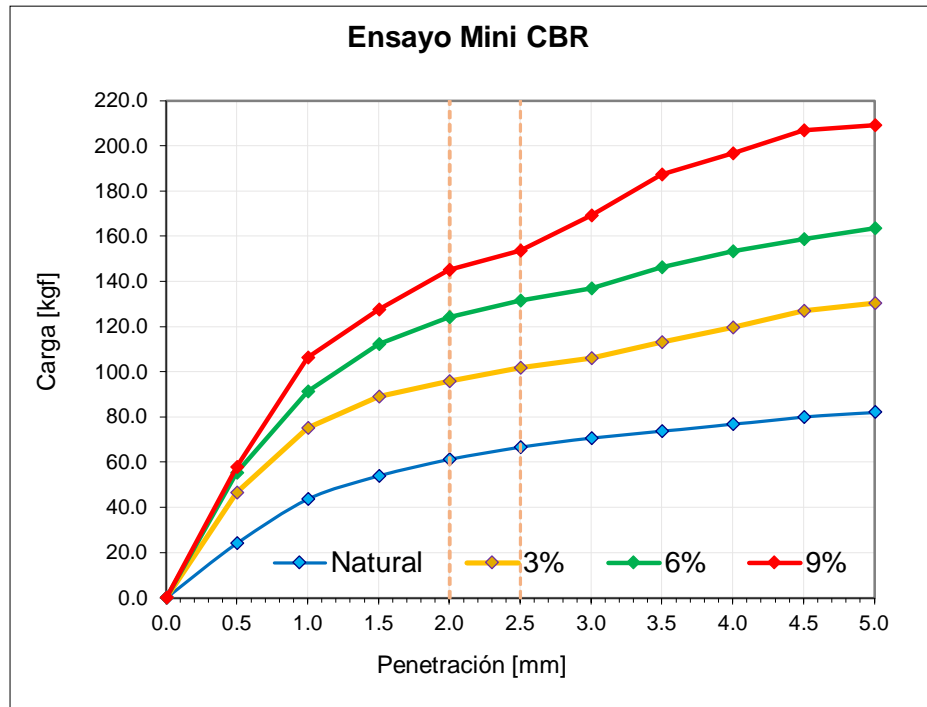
Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Cal	6% Cal	9% Cal
Mini-CBR [%]	18.17	26.13	30.58	33.37
Expansión [%]	0.27	0.17	0.14	0.10

Fuente: Elaboración propia.

4.6.2. Compactación con estabilización Suelo-Cemento

- Suelo muestra punto-1:

Figura 4.21 – Curvas de resistencia Mini-CBR Suelo-Cemento



Fuente: Elaboración propia.

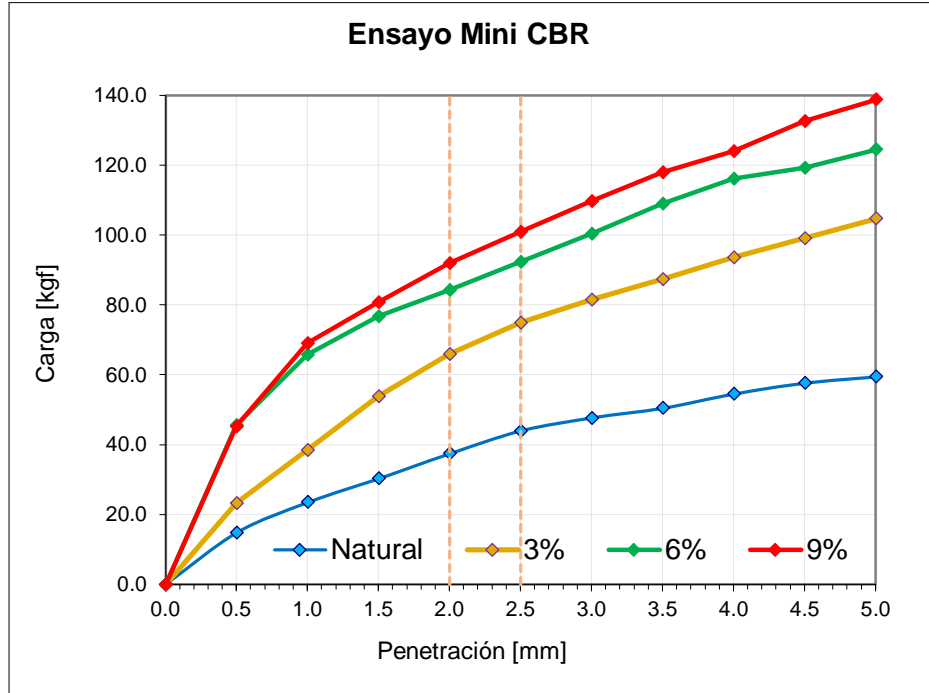
Tabla 4.31 – Comparación resultados Mini-CBR Suelo-Cemento

Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Cemento	6% Cemento	9% Cemento
Mini-CBR [%]	22.52	33.46	42.55	49.29
Expansión [%]	0.30	0.08	0.06	0.03

Fuente: Elaboración propia.

- **Suelo muestra punto-2:**

Figura 4.22 – Curvas de resistencia Mini-CBR Suelo-Cemento



Fuente: Elaboración propia.

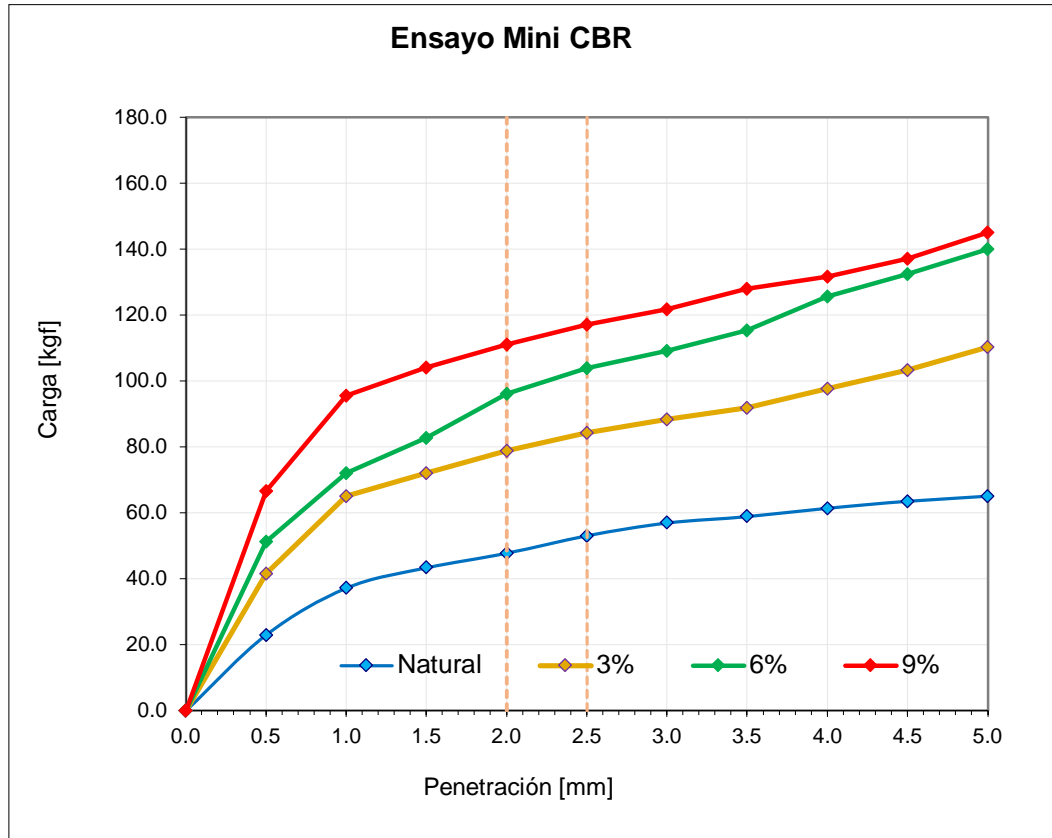
Tabla 4.32 – Comparación resultados Mini-CBR Suelo-Cemento

Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Cemento	6% Cemento	9% Cemento
Mini-CBR [%]	15.27	25.16	30.58	33.27
Expansión [%]	0.35	0.13	0.09	0.06

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra punto-3:

Figura 4.23 – Curvas de resistencia Mini-CBR Suelo-Cemento



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.33 – Comparación resultados Mini-CBR Suelo-Cemento

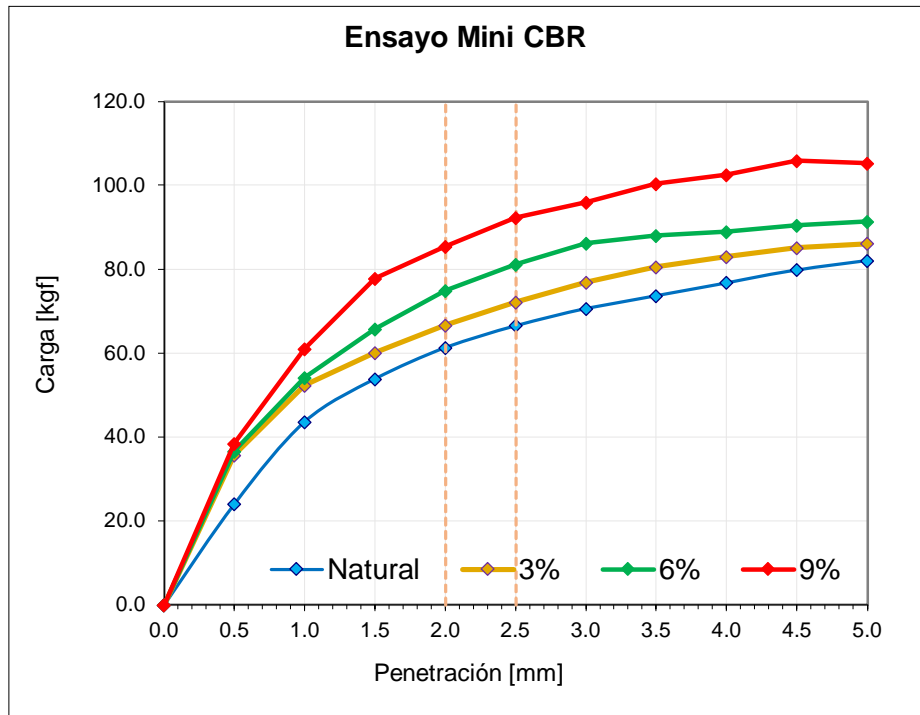
Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% Cemento	6% Cemento	9% Cemento
Mini-CBR [%]	18.17	28.07	34.12	38.21
Expansión [%]	0.27	0.10	0.07	0.05

Fuente: Elaboración propia.

4.6.3. Compactación con estabilización Suelo-Aluvial

- Suelo muestra punto-1:

Figura 4.24 – Curvas de resistencia Mini-CBR Suelo-aluvial



Fuente: Elaboración propia.

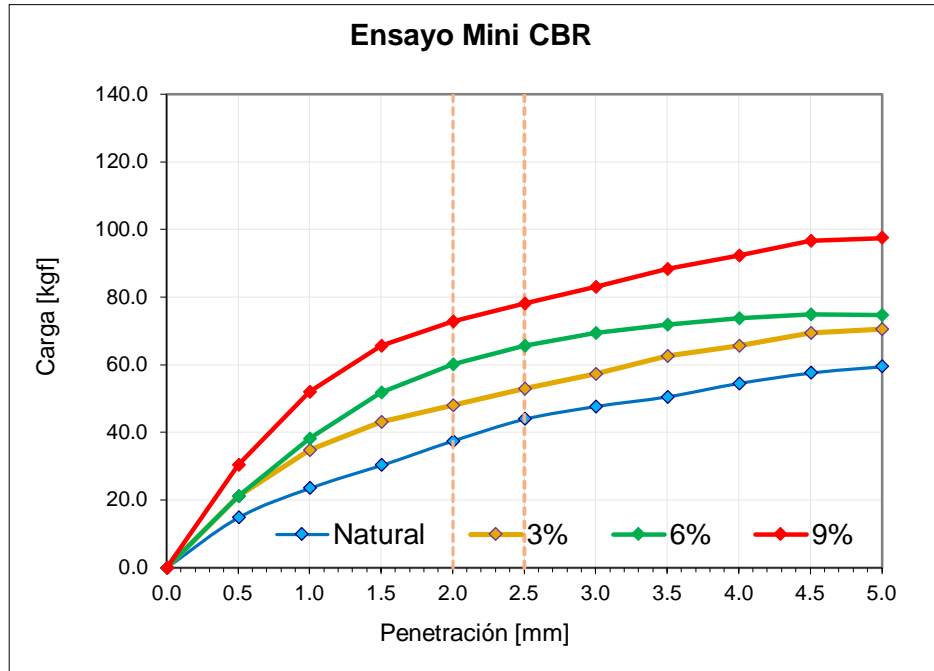
Tabla 4.34 – Comparación resultados Mini-CBR Suelo-aluvial

Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% aluvial	6% aluvial	9% aluvial
Mini-CBR [%]	22.52	24.28	27.11	30.58
Expansión [%]	0.30	0.27	0.22	0.15

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra punto-2:

Figura 4.25 – Curvas de resistencia Mini-CBR Suelo-aluvial



Fuente: Elaboración propia.

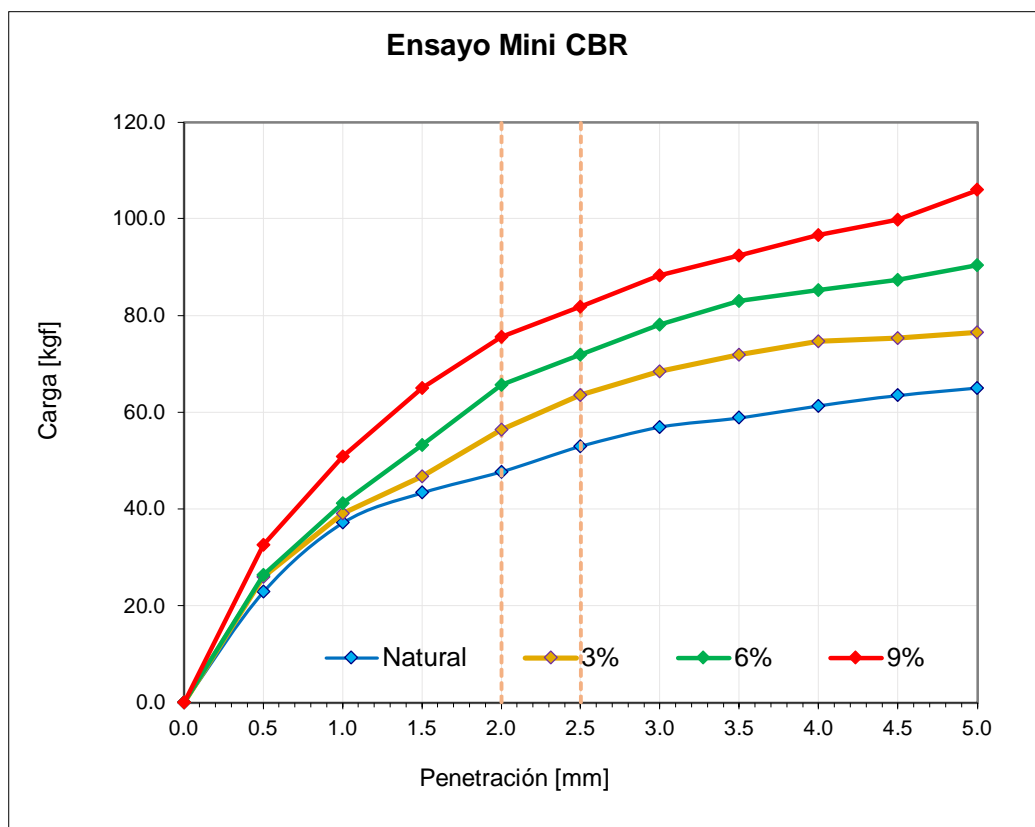
Tabla 4.35 – Comparación resultados Mini-CBR Suelo-aluvial

Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% aluvial	6% aluvial	9% aluvial
Mini-CBR [%]	15.27	18.17	22.23	26.13
Expansión [%]	0.35	0.32	0.26	0.22

Fuente: Elaboración propia.

- Suelo muestra punto-3:

Figura 4.26 – Curvas de resistencia Mini-CBR Suelo-aluvial



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.36 – Comparación resultados Mini-CBR Suelo-aluvial

Compactaciones Mini-Proctor				
Descripción	Natural	3% aluvial	6% aluvial	9% aluvial
Mini-CBR [%]	18.17	21.54	24.19	27.30
Expansión [%]	0.27	0.24	0.18	0.15

Fuente: Elaboración propia.

4.7. Comparación de resultados ensayo mini-CBR y su Expansión

Se presenta gráficos comparativos referente al estudio principal de este proyecto, que son los índices de mini-CBR y sus Expansiones en suelos lateríticos.

4.7.1. Estabilización del suelo laterítica con Cal

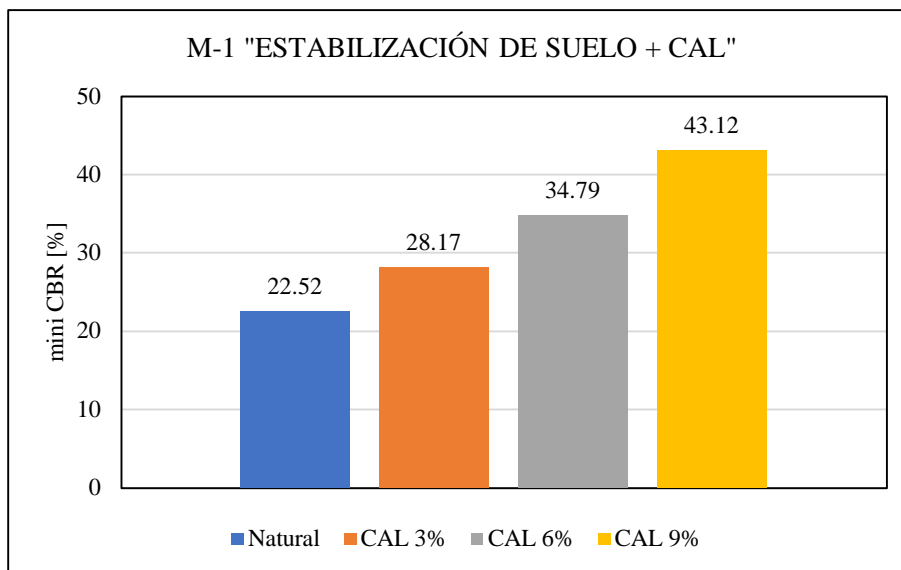
Se muestran los siguientes resultados obtenidos al estabilizar con Cal en las siguientes proporciones (3,6 y 9%).

Tabla 4.37 – Comparación resultados Mini-CBR Suelo-Cal

Muestras	CAL - CBR [%]			
	Natural	3%	6%	9%
M-1	22.52	28.17	34.79	43.12
M-2	15.27	23.31	27.11	30.29
M-3	18.17	26.13	30.58	33.07

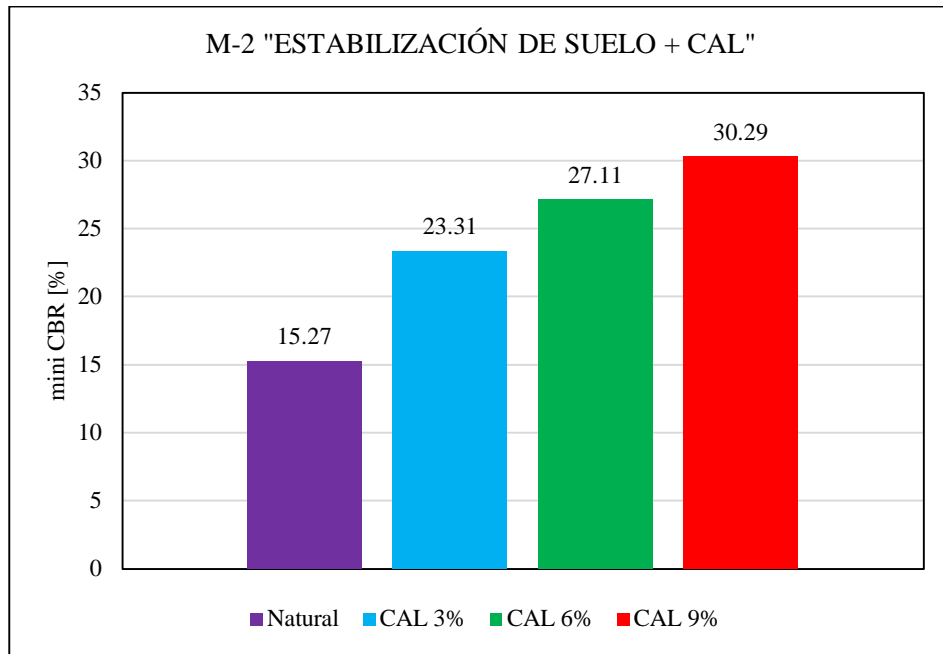
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.27 – Comparación valores de CBR Suelo-Cal



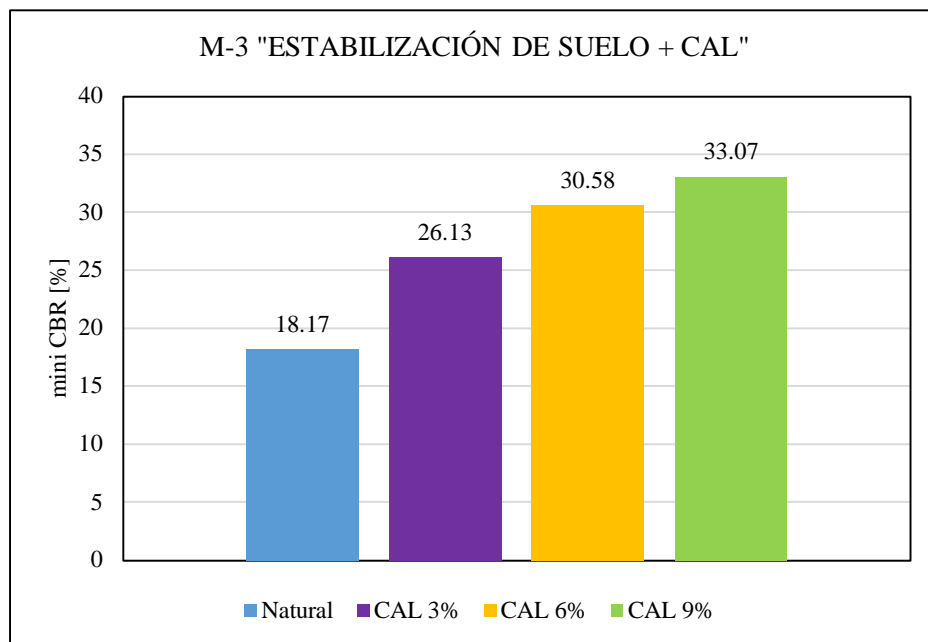
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.28 – Comparación valores de CBR Suelo-Cal



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.29 – Comparación valores de CBR Suelo-Cal



Fuente: Elaboración propia.

4.7.2. Estabilización del suelo laterítica con cemento

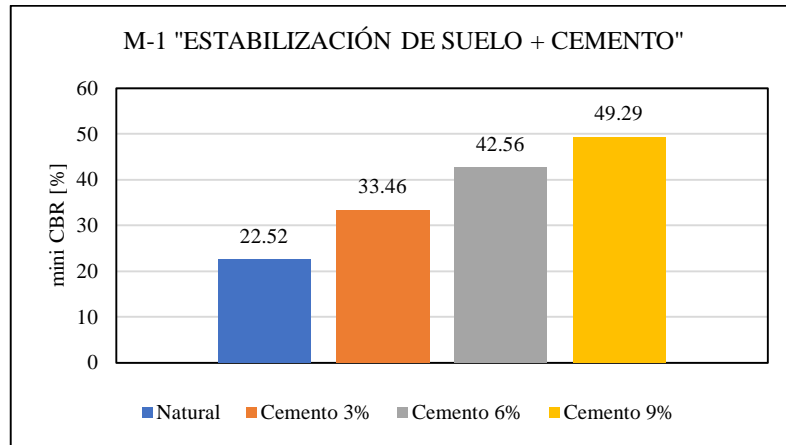
Se muestran los siguientes resultados obtenidos al estabilizar con Cemento en las siguientes proporciones (3,6 y 9%).

Tabla 4.38 – Comparación resultados Mini-CBR Suelo-Cemento

Muestras	Cemento - CBR [%]			
	Natural	3%	6%	9%
M-1	22.52	33.46	42.56	49.29
M-2	15.27	25.16	30.58	33.27
M-3	18.17	28.07	34.12	38.21

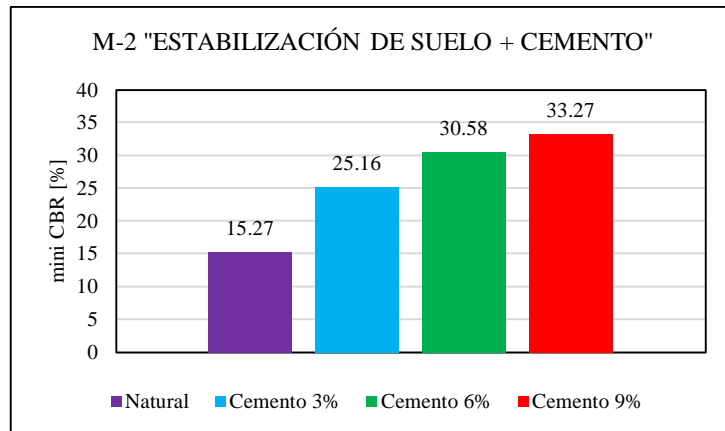
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.30 – Comparación valores de CBR Suelo-Cemento



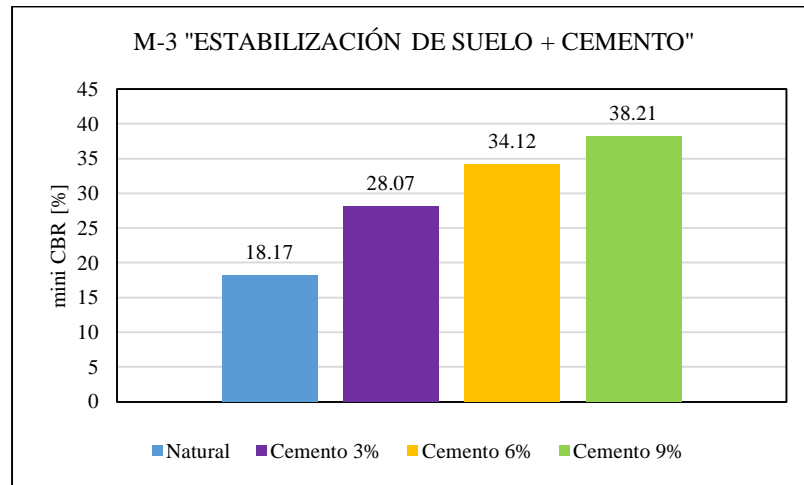
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.31 – Comparación valores de CBR Suelo-Cemento



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.32 – Comparación valores de CBR Suelo-Cemento



Fuente: Elaboración propia.

4.7.3. Estabilización del suelo Laterítica con Aluvial

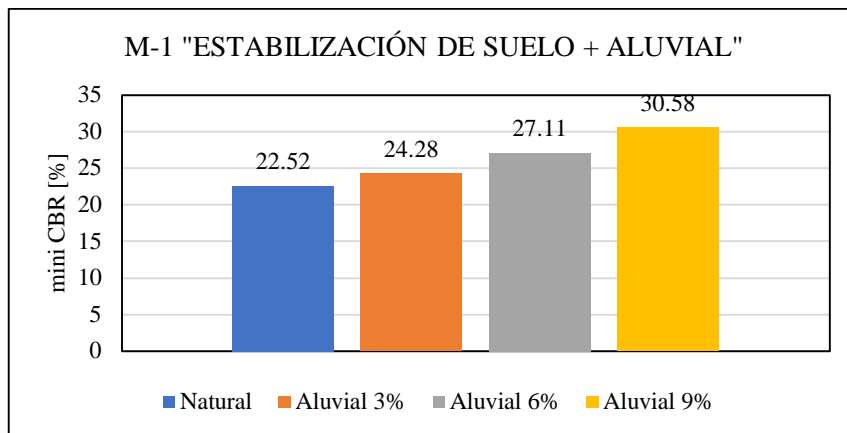
Se muestran los siguientes resultados obtenidos al estabilizar con suelo Aluvial en las siguientes proporciones (3,6 y 9%).

Tabla 4.39 – Comparación resultados Mini-CBR Suelo-Aluvial

Muestras	Aluvial - CBR [%]			
	Natural	3%	6%	9%
M-1	22.52	24.28	27.11	30.58
M-2	15.27	18.17	22.23	26.13
M-3	18.17	21.54	24.19	27.3

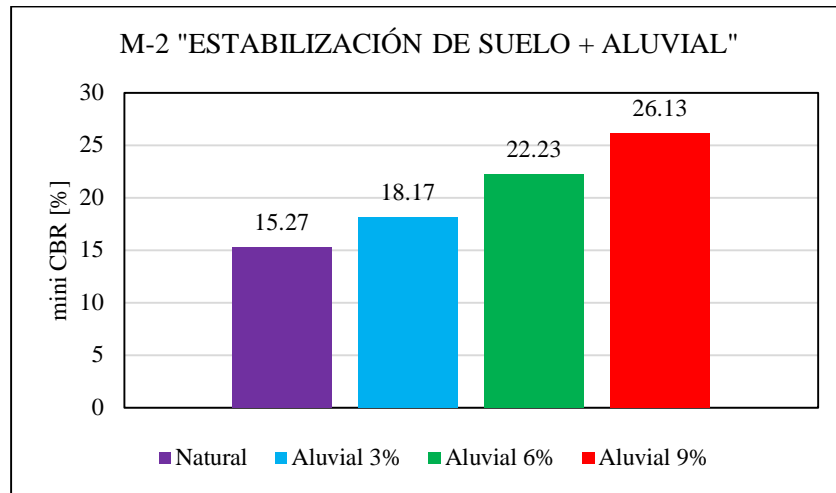
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.33 – Comparación valores de CBR Suelo-Aluvial



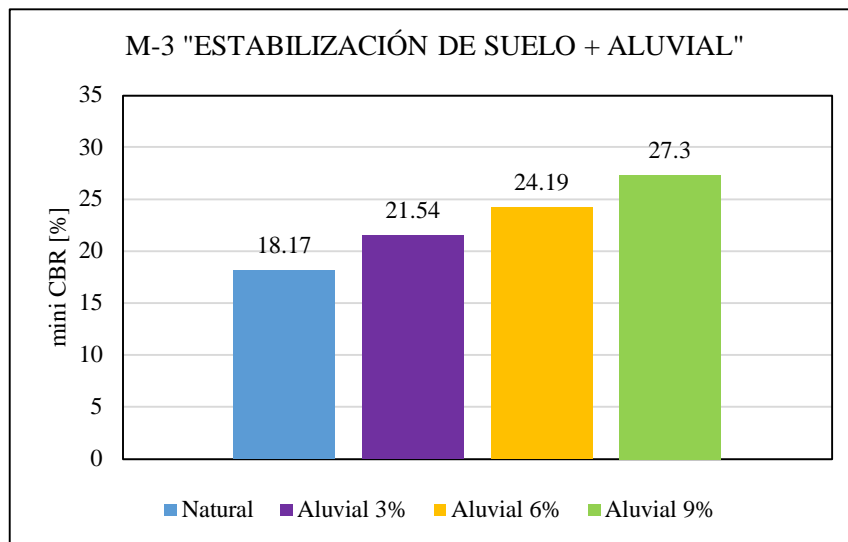
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.34 – Comparación valores de CBR Suelo-Aluvial



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.35 – Comparación valores de CBR Suelo-Aluvial



Fuente: Elaboración propia.

Según los gráficos comparativos el estabilizante de mayor efectividad es el cemento, presenta un valor máximo de CBR 49.29% es el más alto a comparación de los demás estabilizantes, entonces el cemento contribuye de mejor manera a la resistencia del suelo laterítico.

4.7.4. Comparación de expansiones del suelo laterítico

- **Estabilización con CAL**

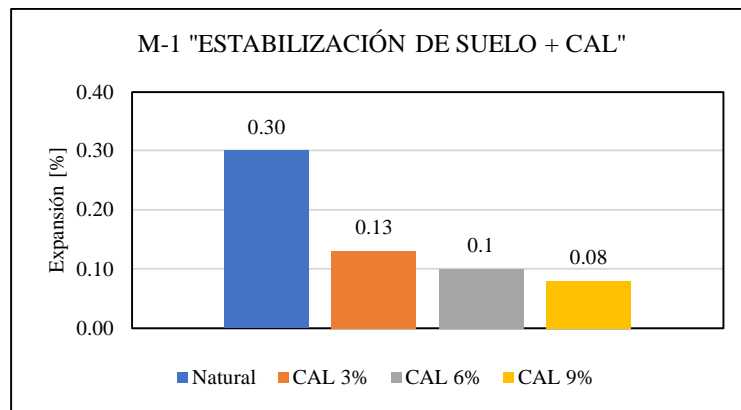
Se muestran los siguientes resultados obtenidos al estabilizar con CAL en las siguientes proporciones (3,6 y 9%).

Tabla 4.40 – Comparación resultados Expansión Suelo-Cal

Muestras	Cal – Expansión [%]			
	Natural	3%	6%	9%
M-1	0.30	0.13	0.1	0.08
M-2	0.35	0.18	0.14	0.1
M-3	0.27	0.1	0.07	0.05

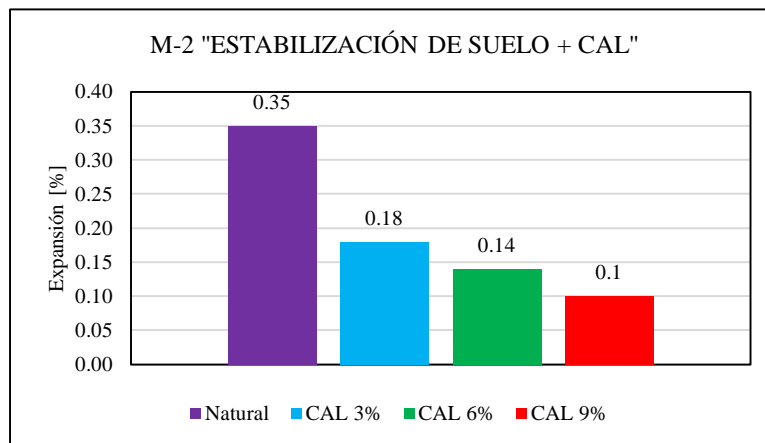
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.36 – Comparación valores Expansión Suelo-Cal



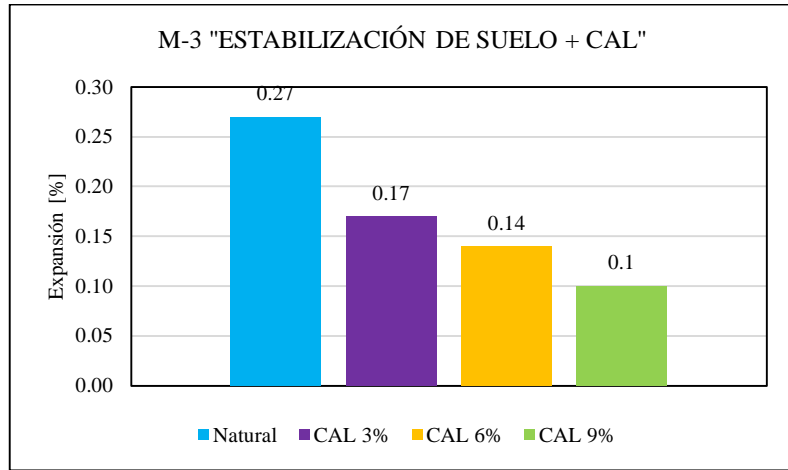
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.37 – Comparación valores Expansión Suelo-Cal



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.38 – Comparación valores Expansión Suelo-Cal



Fuente: Elaboración propia.

- **Estabilización con Cemento:**

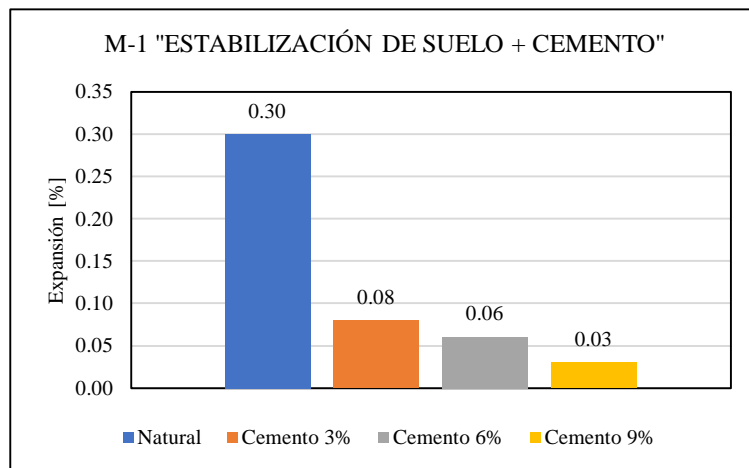
Se muestran los siguientes resultados obtenidos al estabilizar con CEMENTO en las siguientes proporciones (3,6 y 9%).

Tabla 4.41 – Comparación resultados Expansión Suelo-Cemento

Muestras	Cemento - Expansión [%]			
	Natural	3%	6%	9%
M-1	0.30	0.08	0.06	0.03
M-2	0.35	0.13	0.09	0.06
M-3	0.27	0.1	0.07	0.05

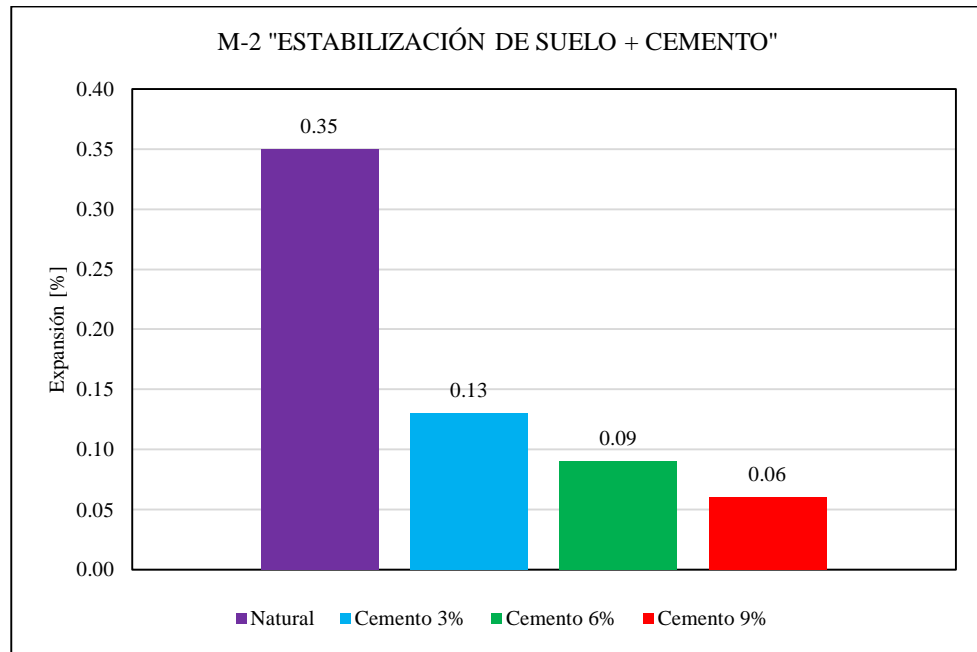
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.38 – Comparación valores Expansión Suelo-Cemento



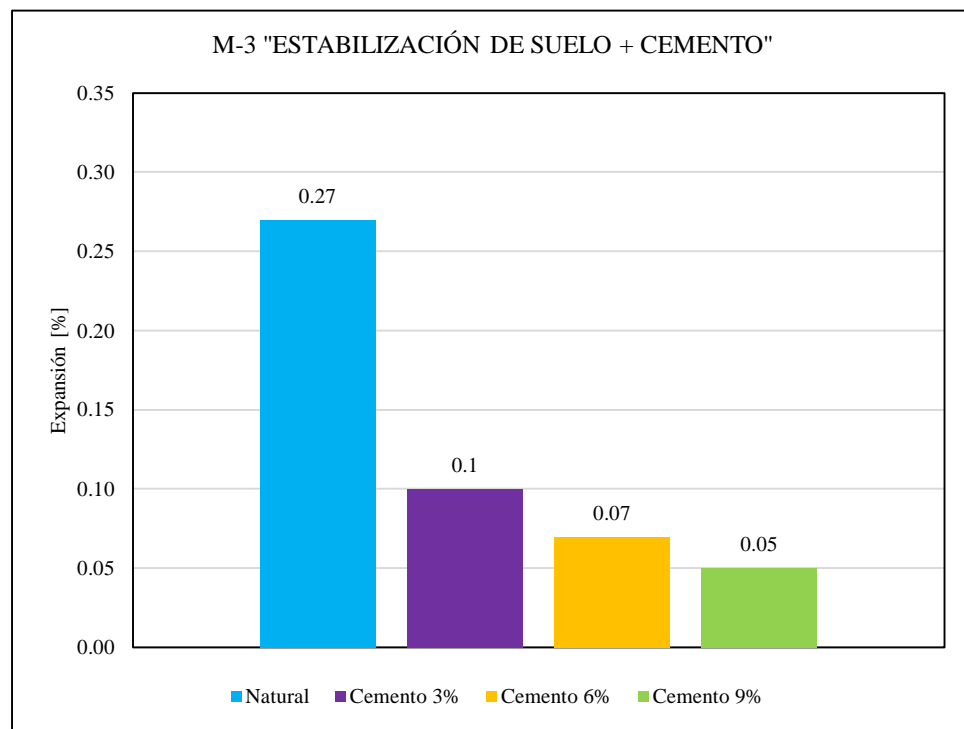
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.39 – Comparación valores Expansión Suelo-Cemento



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.40 – Comparación valores Expansión Suelo-Cemento



Fuente: Elaboración propia.

- **Estabilización con Aluvial:**

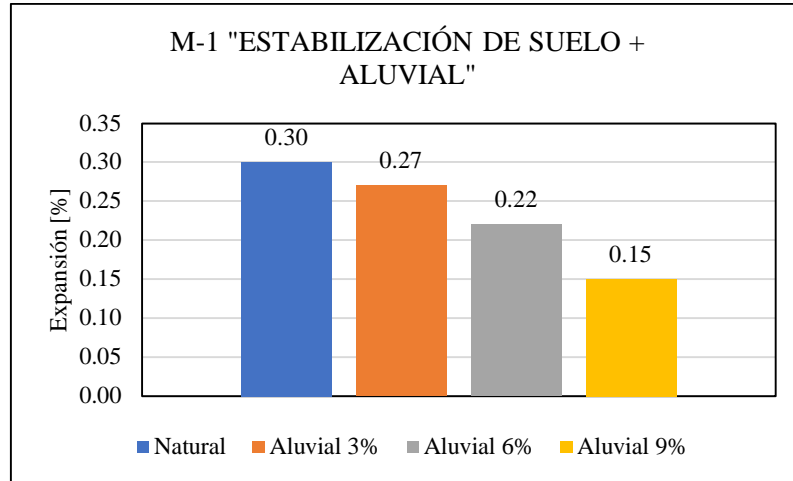
Se muestran los siguientes resultados obtenidos al estabilizar con suelo Aluvial en las siguientes proporciones (3,6 y 9%).

Tabla 4.42 – Comparación resultados expansión Suelo-Aluvial

Muestras	Aluvial - Expansión [%]			
	Natural	3%	6%	9%
M-1	0.30	0.27	0.22	0.15
M-2	0.35	0.32	0.26	0.22
M-3	0.27	0.24	0.18	0.15

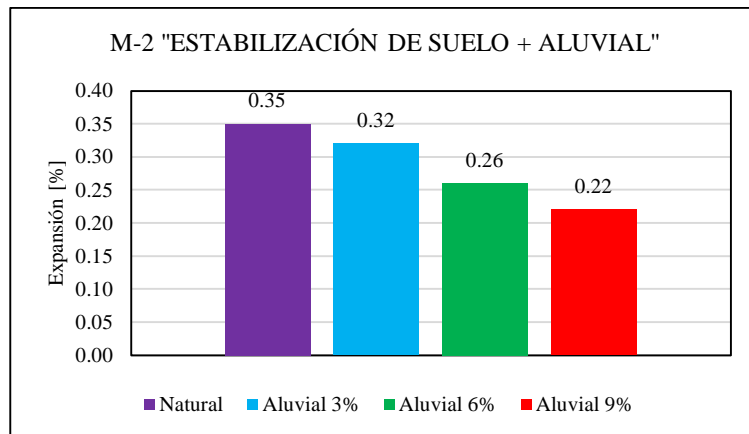
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.41 – Comparación valores Expansión Suelo-Aluvial



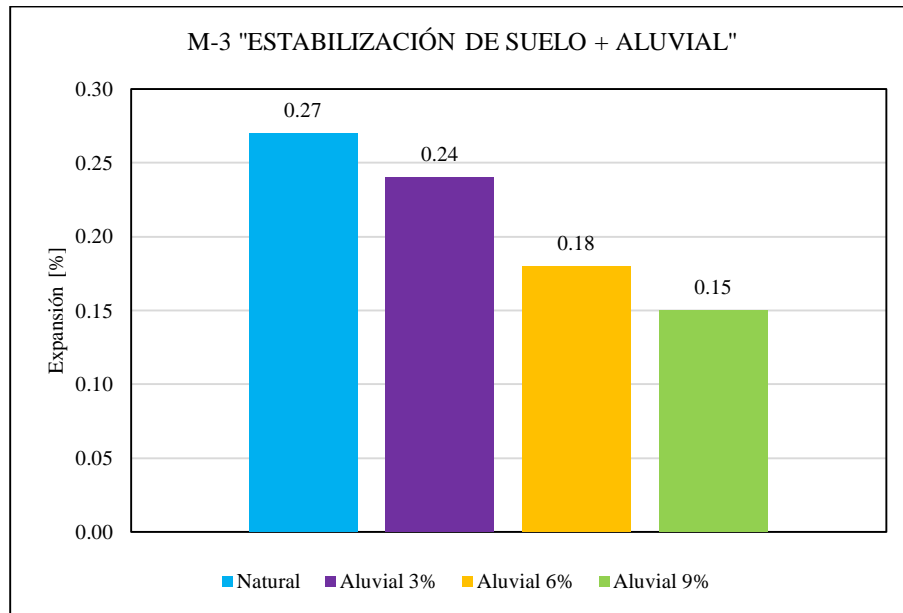
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.42 – Comparación valores Expansión Suelo-Aluvial



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.43 – Comparación valores Expansión Suelo-Aluvial



Fuente: Elaboración propia.

Como se denota en los gráficos Figura 4.38 el cemento disminuye la expansión de la muestra de suelo laterítico de 0.3% hasta 0.03%, es la disminución de expansión más elevada a comparación de los demás estabilizantes.

4.8. Comparación de resultados misma condición técnica

Las comparaciones de los suelos estabilizados fueron realizadas bajo las mismas condiciones técnicas, cabe decir los porcentajes de la incorporación de aditivos fueron realizados bajo las mismas cantidades para su posterior comparación.

De igual manera las propiedades del suelo son las mismas en cada comparación realizada, por ejemplo, los valores de comparación de resistencia CBR son independientes para cada muestra, ósea no se puede comparar los valores de CBR de la muestra 1 con la muestra 2 o muestra 3.

4.9. Metodología para interpretación de datos

La metodología más apropiada para el análisis e interpretación de datos experimentales se sustenta en la teoría estadística. En este caso, el método de los cuadrados mínimos, es el más apropiado, ya que permite formular correlaciones y modelos de regresión que permiten establecer las leyes de variación correspondientes, expresadas en términos de ecuaciones.

La metodología consiste en:

- Formular todas las correlaciones posibles.
- Seleccionar la correlación que arroje el coeficiente de correlación (R) más alto.
- Formular el modelo matemático correspondiente.

Los resultados para cada una de las Estabilizaciones, que expresan el CBR (variable dependiente) en función de las variables independientes (Cal, Cem y Al) son los siguientes, que se realizaron mediante un ajuste lineal.

Suelo + Cal

M-1: $CBR = \text{Exp}(3,118 + 0,072(\text{Cal}))$ R = 0,999

M-2: $CBR = (3,905 + 0,532\sqrt{\text{Cal}})^2$ R = 0,999

M-3: $CBR = (4,256 + 0,509\sqrt{\text{Cal}})^2$ R = 0,999

Suelo + Cemento

M-1: $CBR = \sqrt{(497,983 + 215,266(\text{Cem}))}$ R = 0,999

M-2: $CBR = 15,128 + 6,092\sqrt{\text{Cem}}$ R = 0,998

M-3: $CBR = \text{Exp}(2,902 + 0,251\sqrt{\text{Cem}})$ R = 0,999

Suelo + Aluvial

$$\text{M-1:} \quad \text{CBR} = 1 / ((0,045 - 0,0013A)) \quad R = - 0,998$$

$$\text{M-2:} \quad \text{CBR} = \text{Exp}(2,725 + 0,0606A) \quad R = 0,999$$

$$\text{M-3:} \quad \text{CBR} = 18,294 + 1,001A \quad R = 0,999$$

Estos resultados, para cada una de las Estabilizaciones, se interpretan de la siguiente manera:

El incremento del CBR es proporcional al contenido de Cal, Cemento o suelo aluvial, según el caso. Esta proporcionalidad está gobernada por cada una de las ecuaciones anteriores, en cada caso.

Las comparaciones entre Estabilizaciones quedan justificadas al establecer estos modelos y al formular las mencionadas leyes de variación en cada caso, las cuales permiten tener diferentes valores de CBR para diferentes contenidos de Cal, Cemento y Aluvial, lo que permite tomar decisiones.

4.10. Selección de alternativas desde el punto de vista técnico económico y ambiental

- **Punto de vista técnico**

El punto de vista técnico tiene relación directa con el valor que adopta el CBR para los diferentes porcentajes de contenido de cal, cemento y aluvial. En nuestro caso, de manera categórica se evidencia de que la alternativa suelo + cemento es la que arroja mayores valores de CBR y por lo tanto se constituye en la mejor desde el punto de vista técnico.

- **Punto de vista económico**

Pero, no es el único aspecto a tener en cuenta, ya que el factor económico es también determinante. En este caso, el suelo + aluvial es la más recomendable desde el punto de vista económico.

- **Punto de vista ambiental**

Con relación al punto de vista ambiental, la situación es un poco más compleja, ya que son varios los factores intervinientes. Sin embargo, de acuerdo a la literatura y experiencia, los impactos ambientales pueden resumirse en los siguientes elementos:

- La alternativa suelo + aluvial es la que menos impactos ambientales genera. Con una correcta identificación de bancos y extracción oportuna (temporal y espacialmente), los impactos son mínimos.
- La alternativa suelo + cal es la segunda mejor opción, ya que la Cal provoca un mejoramiento del suelo desde varios ángulos. Estos son:

Tras el mezclado con en suelo la cal absorbe el agua mediante una reacción exotérmica, reduciendo drásticamente la humedad del suelo por hidratación y evaporación.

Al añadir la cal al suelo, el reparto de cargas en la superficie de las partículas del suelo arcilloso se modifica, dándose un intercambio iónico entre el Sodio (Na) del suelo y el Calcio (Ca) de la Cal. Este proceso sucede también inmediatamente tras la adición de la cal. El efecto es que la tierra pierde su propiedad para retener agua.

En la estabilización caso el efecto se produce más a medio plazo y de una manera gradual. La arcilla del suelo (que contiene sílice y alúmina) en contacto con la cal es capaz de formar silicatos y aluminatos cálcicos hidratados. Esta reacción es

llamada “puzolánica” y da como resultado un aumento de la compresión simple del suelo, así como una mayor estabilidad frente a las heladas.

Desde el punto de vista estrictamente ambiental la cal o hidróxido cálcico higieniza el lodo destruyendo microorganismos y bacterias, evitando su crecimiento y disminuyendo el mal olor.

- En el caso del Cemento (alternativa suelo + cemento), los impactos ambientales son similares a los de la cal, sin embargo, tiene sus propias particularidades, a saber:

Por un lado, está la fabricación del material, que provoca la extracción de grandes canteras de caliza, aspecto que no se aborda en este trabajo.

Por otra parte, se tiene los impactos puntuales al elaborar la mezcla Suelo + Cemento, impactos que son similares a los producidos por la cal.

En suma, para tener una selección de alternativas desde el punto de vista técnico, económico y ambiental, se debe proceder considerando el “peso” de cada uno de estos elementos en la toma de decisiones. No todos los casos son iguales y no hay recetas para ello. Sin embargo, se propone la siguiente metodología para la calificación y selección de alternativas:

- (1) Asignar un peso (puede ser expresado en porcentaje) a cada una de los factores, técnico, económico y ambiental, por ejemplo, 40%, 40% y 20% respectivamente.
- (2) Calcular la calificación mediante la expresión.

$$\text{Calificación} = 0,4\text{Costo} + 0,4\text{CBR} + 0,2\text{IA}$$

Donde: IA = impactos ambientales.

(En la ecuación anterior, se adopta: IA = 20, si los impactos son mínimos, IA = 0, si los impactos son importantes).

(3) Se determina esta calificación para las diferentes alternativas y se elige, en consecuencia, la que más convenga.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- El primer sitio de estudio Municipio el Puente se concluyó que su suelo no es representativo “No laterita”, por lo cual se cambió la zona de estudio al Municipio Santa Rosa del departamento del Beni el cual, si presenta este tipo de suelo “laterita”, por lo tanto, con esta nueva ubicación del proyecto se cumplió satisfactoriamente el estudio de suelos lateríticos con la influencia de estabilizantes.
- Se pudo evidenciar que los estabilizantes Cal y Cemento, contribuyen de mejor manera a la resistencia de un suelo laterítico a comparación del estabilizante con suelo Aluvial.
- La adición de Cal como estabilizante influye de una manera bastante considerables a la resistencia de suelos lateríticos.
- El cemento como estabilizante es el que aporta de mejor manera a los suelos lateríticos, aumentando su resistencia y disminuyendo su grado de expansión.
- El suelo aluvial como estabilizante aporta de manera considerablemente baja, al mejoramiento de suelos lateríticos.
- Se pudo evidenciar que los estabilizantes en su mayoría disminuyen el peso unitario seco máximo en las curvas de compactación y aumentan su contenido de humedad óptimo.
- Se pudo denotar que las curvas granulométricas tienen una mejor distribución de partículas, esto conlleva a gráficos más uniformes.

- Los estabilizantes disminuyen el grado de plasticidad de los suelos lateríticos, como se pudo observar en las comparaciones.
- Finalmente, el cemento es el estabilizante que contribuye de mejor manera a los suelos lateríticos en cuanto a su resistencia CBR y su grado de Expansión.

5.2. Recomendaciones

- En el proceso de extracción de la muestra es recomendable guardar el suelo en bolsas plásticas de polietileno lo más impermeables, esto con el fin de no perder humedad y otras propiedades del suelo.
- Se recomienda tener mucho cuidado en la utilización y manipulación los equipos para realizar la medición ya que se necesita precisión de los mismos y también se recomienda utilizar ropa adecuada como guantes, barbijo, lentes y otros para evitar problemas de salud.