

**CAPÍTULO I**  
**INTRODUCCIÓN**

## **CAPITULO I**

### **INTRODUCCIÓN**

#### **1.1. ANTECEDENTES**

El propósito de toda metodología de diseño de pavimentos es hallar los espesores mínimos del pavimento que se traduzcan en los menores costos anuales de mantenimiento. Si se toma un espesor mayor que el necesario, el pavimento presentará buen comportamiento con bajo costos de mantenimiento, pero el costo inicial será muy elevado. Ahora si, por el contrario, el espesor elegido es muy bajo, se requerirá un mantenimiento importante e interrupciones de tránsito prematuras y costosas, que excederán la compensación por el menor costo inicial. Por tanto, un criterio sano de ingeniería, implica la elección de espesores de diseño que equilibren adecuadamente los costos iniciales y los de mantenimiento.

Para lograr lo que se desea en una obra civil: calidad y eficiencia, se deben tomar las decisiones correctas. En este documento se toman dos métodos diferentes: el método RACIONAL y AASHTO 93, con el fin de hacer un análisis del diseño de pavimentos flexibles.

El diseño de método RACIONAL tiene como finalidad evaluar los esfuerzos a los cuales se somete la estructura a lo largo de su vida de diseño e impedir que dichos esfuerzos afecten la rasante sobre la cual se construye la estructura de pavimento en función del espesor de las capas (base, sub-base y carpeta asfáltica), igualmente influyen variables como el TPD (tráfico promedio diario), CBR, ejes equivalentes, tasa de crecimiento anual, para un periodo de diseño de 20 años.

El método semiempírico utilizado es el de la AASHTO 93 que tienen como finalidad determinar los espesores mínimos de la estructura de pavimento (base, sub-base, y carpeta asfáltica), en el cual influyen variables como el tráfico promedio diario (TPD) calculando así los ejes equivalentes para un periodo de diseño de 20 años, variables del terreno obtenidas por medio de ensayos como el CBR (módulo de resiliencia), confiabilidad, drenaje, entre otros factores necesarios para hallar los espesores de las capas de la estructura de pavimento flexible.

## **1.2. JUSTIFICACIÓN**

La investigación del tema presente, tiene como finalidad bien definido elaborar un análisis de diseño de pavimentos flexibles mediante los métodos RACIONAL y AASHTO 93, evaluando los parámetros de diseño de cada uno de ellos y las variables generadas durante el proceso de diseño de un mismo pavimento flexible, generando un fundamento teórico y práctico, que permita al ingeniero civil optar por un método de diseño en particular, apropiado a la necesidad que desea cubrir.

En el barrio torrecillas, zona la nueva terminal se hizo el mejoramiento de la capa subrasante, mejorando el suelo fino con material granular, el material de mejoramiento fue extraído de la comunidad de yesera norte.

seguidamente se realiza una estabilización mecánica de suelo-suelo, con diferentes porcentajes de material, los porcentajes de material de mejoramiento que serán estudiados son: 5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30%, 35%, 40%, 45%, 50%,

Con los resultados que se determinen en el laboratorio se usará para una subrasante, con el propósito de: realizar el diseño del método AASHTO 93, para poder determinar los espesores mínimos de la estructura de pavimento (base, subbase, y carpeta asfáltica) y con el propósito de: realizar el diseño de método RACIONAL para poder evaluar los esfuerzos a los cuales se somete la estructura a lo largo de su vida de diseño.

## **1.3. DISEÑO TEÓRICO**

### **1.3.1. Determinación del problema**

#### **1.3.1.1. Situación problemática**

Al diseñar carreteras y realizar movimientos de tierras, lo que no podemos prevenir, es conque tipo de materiales nos vamos a encontrar a nivel de subrasante, el material encontrado lo podemos evaluar y saber si es un material bueno, regular o malo, en todos los proyectos, puede haber cambios de materiales, buenos, regulares o malos, entonces hay problema, como hay problema, yo quiero solucionar mi problema desde el punto de

vista de la ingeniería, si la sub-rasante es buena no se realiza un cambio de la misma, porque, si es bueno que darán espesores pequeños de las capas estructurales del pavimento, si es regular puedo volverlo bueno las capas estructurales del pavimento o me dará espesores más altos y su costo no será muy caro, si es malo me dará espesores grandes y su costo será mayor. Prefiero gastar en mejorarlo y volverlo bueno o regular para que mi espesor sea más pequeño.

En general, la investigación en el área es poca, dándose lugar a un traslado constante de técnicas, metodologías y reglamentos ya existentes, desarrollados en países con avances más significativos en el área de carreteras, esto debido igualmente a una mayor inversión en la investigación científica de disciplinas con aplicación técnica en dichas naciones.

Dado que existen en el medio, otros enfoques de diseño de pavimentos, con bases mecanicistas-empíricas distintas, es de enorme conveniencia, de primera mano conocer dichas metodologías, con el objeto de analizar resultados en cuánto a las características de diseño que arrojaran cada una de ellas, analizando su desempeño.

Las necesidades actuales se van haciendo cada vez más grandes, exigiendo nuevos enfoques que permitan abordar el problema del diseño de pavimentos flexibles desde las perspectivas de la economía, la competencia estructural y funcional de la vía, requiriendo a su vez el estudio de nuevas metodologías de diseño que se adapten a los parámetros de entrada de nuestro país y que arrojen resultados adecuados en cuanto a los intereses proyectados.

#### **1.3.1.2. Problema**

¿Si se mejora las propiedades de los suelos de subrasante natural, como subrasante estabilizada, se podrá diseñar pavimentos con espesores reducidos, aplicando los métodos AASHTO 93 y RACIONAL?

## **1.4. OBJETIVOS**

### **1.4.1. Objetivo general**

Analizar el diseño de pavimento flexible, aplicado a subrasante estabilizada, por los métodos AASHTO 93 y RACIONAL con la finalidad de obtener espesores mínimos de la capa estructural del pavimento flexible y evaluar los esfuerzos a los cuales se somete la estructura.

### **1.4.2. Objetivos específicos**

- Fundamentar la teoría del método AASHTO 93 y RACIONAL.
- Identificar y caracterizar los materiales de diferentes subrasantes naturales.
- Estabilizar la subrasante natural, mediante la mezcla de suelos.
- Diseñar la estructura del pavimento con la subrasante estabilizada por los métodos AASHTO 93 y RACIONAL.
- Realizar el análisis del diseño de pavimentos por los métodos AASHTO 93 y RACIONAL sobre la subrasante estabilizada.
- Establecer conclusiones y recomendaciones sobre la investigación realizada.

## **1.5. HIPÓTESIS**

Si estabilizamos materiales de subrasante mediante mezcla de suelos para el dimensionamiento de pavimentos, entonces, los espesores que se obtengan serán menores a la condición inicial.

### **1.5.1. Definición de variables independientes y dependientes**

#### **1.5.1.1. Variable independiente**

- Método AASHTO 93
- Método RACIONAL

#### **1.5.1.2. Variable dependiente**

Son los cambios que presentará las propiedades de la subrasante estabilizada a diferentes porcentajes de CBR: 5%, 6%, 7%, 8%, 10%, 11%, 12%, 13%, 14%, 18%.

### 1.5.1.3. Unidad de observación (UO):

La expansión del CBR sometido al agua.

Tabla N°1.1. Conceptualización y operacionalización de variables

Variable nominal	Conceptualización	Operacionalización		
		Dimensión	Indicador	Valor acción
<p><b>Variable Independiente</b></p> <p>Método RACIONAL</p> <p>Método AASHTO 93</p>	<p>Se refiere a los esfuerzos y deformación, y a los distintos diseños de espesores.</p>	<p>Subrasante estabilizada</p>	<p>Diferentes porcentajes</p>	<p>Aplicado para el diseño de pavimentos flexible</p>
<p><b>Variable Dependiente</b></p> <p>Ensayos de relación de soporte californiana "C.B.R. "</p>	<p>Se refiere a la resistencia del suelo.</p>	<p>Expansión</p>	<p>&gt;6</p>	<p>Norma A.A.S.H.T.O</p>

Fuente: elaboración propia

## 1.6. DISEÑO METODOLÓGICO

### 1.6.1. Unidad de estudio y decisión muestral

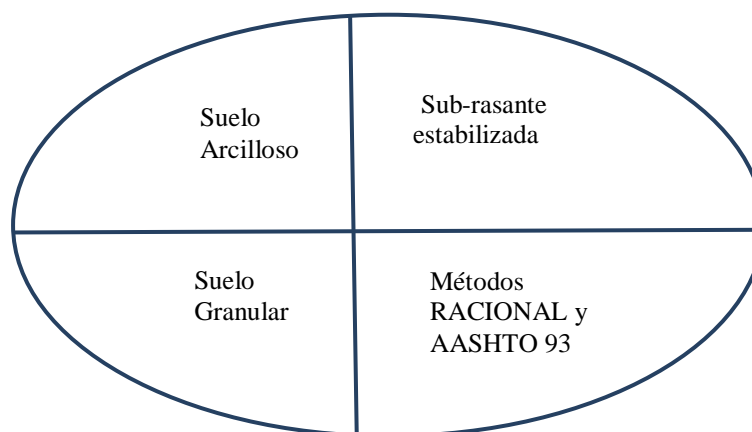
#### 1.6.1.1. Unidad de estudio

La unidad de estudio en este trabajo de investigación es “la aplicación de métodos AASHTO 93 y RACIONAL para el diseño de pavimentos flexibles”.

#### 1.6.1.2. Población

Todos los elementos o materiales disponibles para estabilizar un suelo que tenga CBR. La población usada dentro de la unidad de estudio es la subrasante estabilizada, es decir será todos los elementos que lo componen, suelo granular, suelo fino, las especificaciones de una sub-rasante es que tengan C.B.R.  $\geq 3\%$  y una expansión  $\leq 4\%$ .

Figura N°1.1. Población



Fuente: elaboración propia

### 1.6.1.3. Muestra

Serán los C.B.R. que se harán a diferentes porcentajes de mezcla de suelo arcilloso y el suelo granular que serán extraídos de: la muestra de suelo arcilloso fue extraído de una sub-rasante natural de la zona de la Nueva Terminal y la muestra de suelo granular fue extraída de un banco de materiales, que se encuentra en la comunidad de Yesera Norte.

Se estabilizará la sub-rasante natural para calcular el espesor y la deformación admisible con los métodos AASHTO 93 y RACIONAL.

### Muestreo

Para las muestras de suelo arcilloso se hará un muestreo en la zona de La Nueva Terminal para obtener el suelo.

Para la obtención del suelo granular se hará la exploración en la comunidad de Yesera Norte.

## 1.6.2. Métodos y técnicas empleadas

### 1.6.2.1. Experimentales

La realización de la aplicación se planteará como experimental ya que se realizarán ensayos de caracterización al suelo arcilloso y al suelo granular.

**Ensayo:** los ensayos se harán para dos muestras las cuales serán extraídas de los lugares de: El barrio torrecillas, zona de la Nueva Terminal y de la comunidad de Yesera Norte, estos serán llevados al laboratorio.

#### **1.6.2.1. Experimento**

Se realizarán ensayos de caracterización a todos los materiales, que son los siguientes:

- Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de suelo (ASTM; D2216).
- Análisis granulométrico (ASTM D422; AASHTO T88).
- Determinación del límite líquido de los suelos (ASTM D438; AASHTO T89).
- Determinación del límite plástico e índice de plasticidad (ASTM D4318; AASHTO T90).
- Proctor según: AASHTO T-180; ASTM D1557.
- Relación de soporte de california (ASTM D1883-99)

#### **1.6.3. Selección de métodos y técnicas**

Para el “Análisis de diseño de pavimento flexible por los métodos AASHTO 93 y RACIONAL aplicado a subrasante estabilizada”, se usará el método inductivo porque este método se basa en la experimentación mediante ensayos de laboratorio, se determinará los C.B.R. de la subrasante estabilizada y los resultados se aplicará a los métodos AASHTO 93 y RACIONAL.

#### **1.6.4. Técnica**

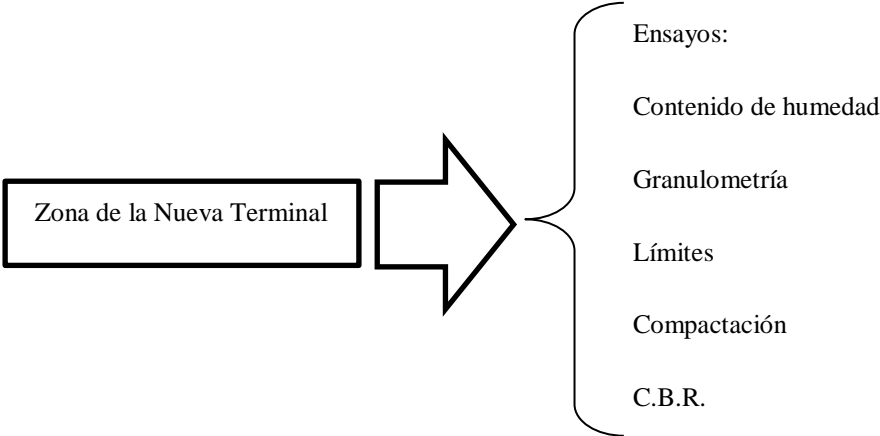
Con el suelo arcilloso y el suelo granular se utilizará la técnica experimental con ensayos de laboratorios que caracterizarán dichos materiales, se procede a estabilizar los suelos a diferentes porcentajes, se realizará C.B.R., seguidamente se calcularán los esfuerzos y deformación con el método RACIONAL y se calcularán los espesores del pavimento flexible con el método AASHTO 93.



Se realizarán los siguientes ensayos:

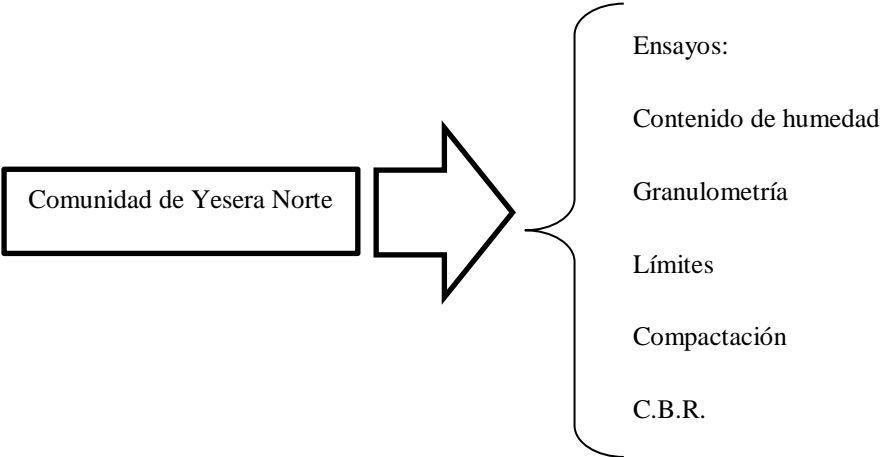
- Caracterización de materiales

Figura N°1.2. Caracterización de los agregados



Fuente: Elaboración propia

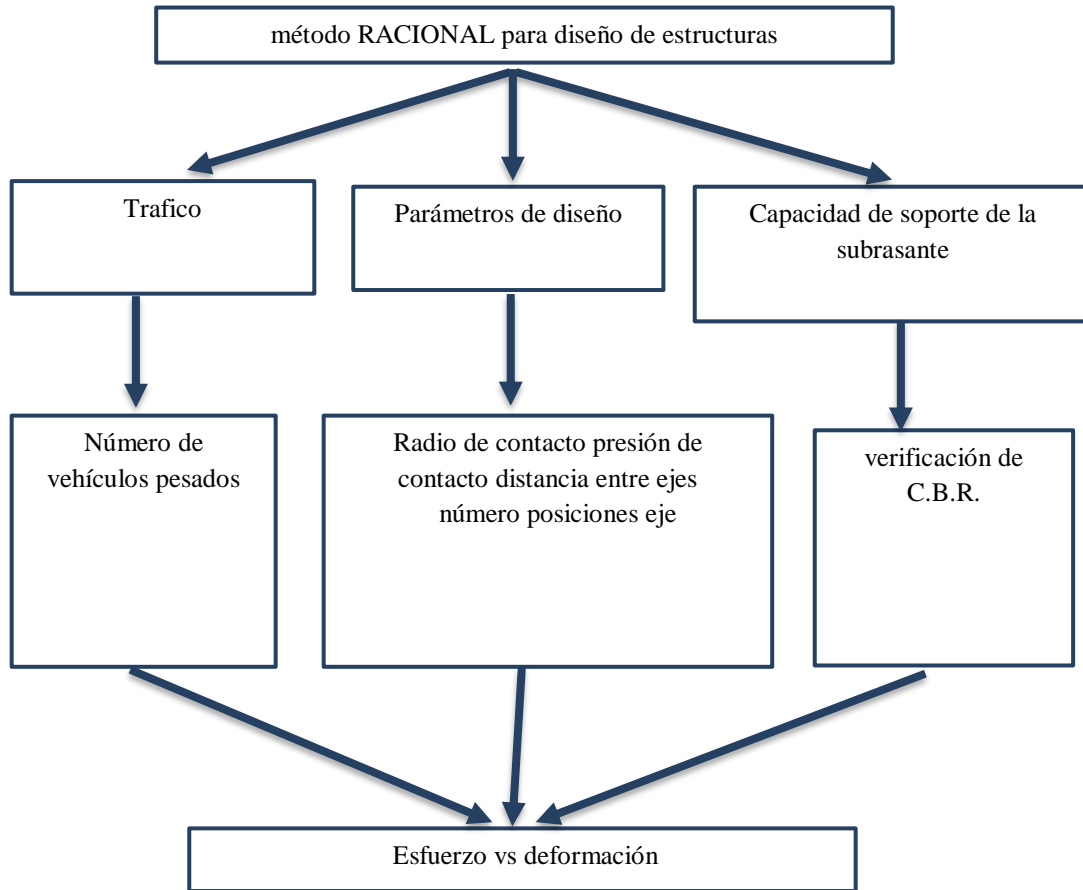
Figura N°1.3. Caracterización de los agregados



Fuente: Elaboración propia

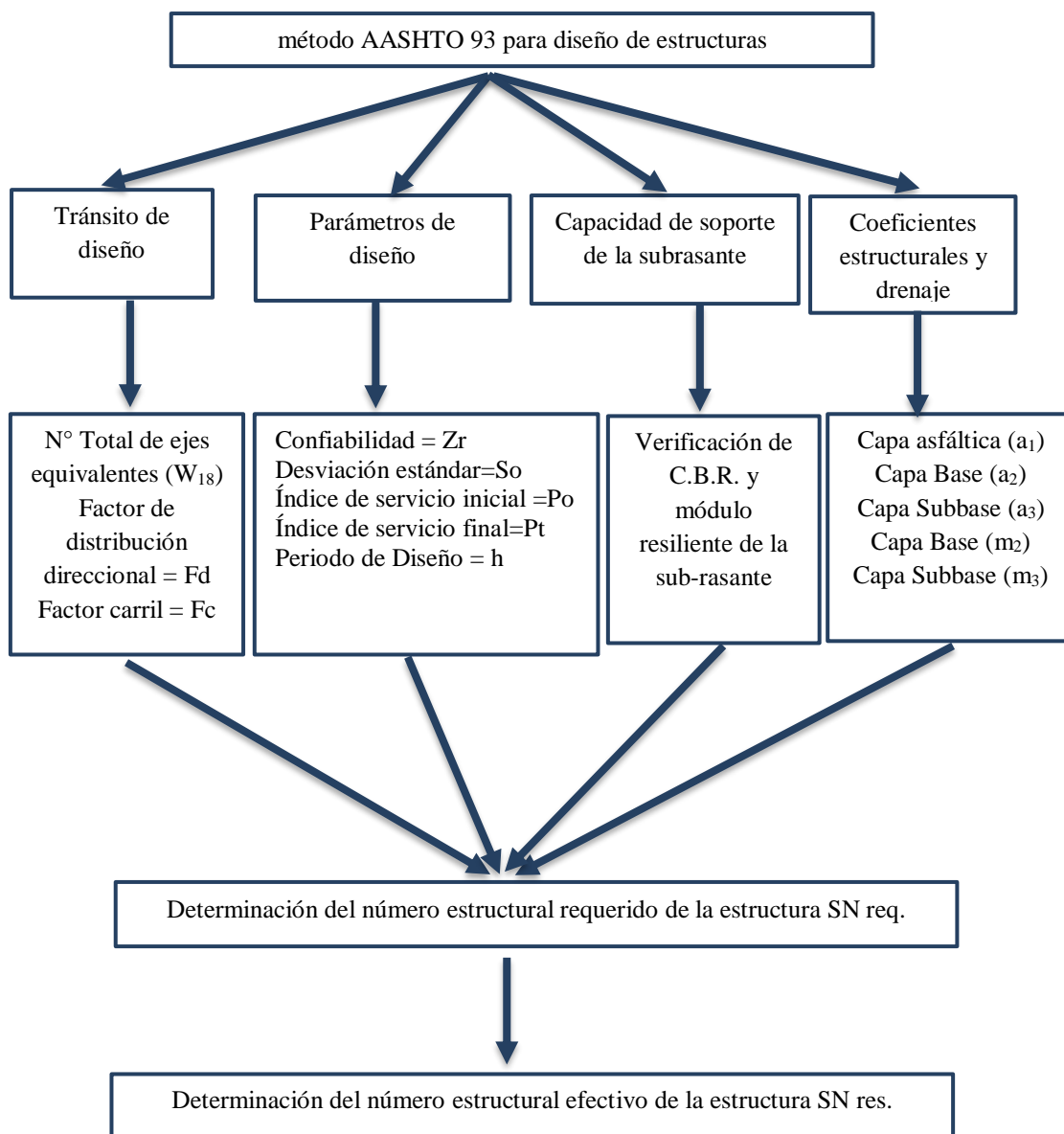
### 1.6.5. Metodología

Figura N°1.4. Metodología por el método RACIONAL



Fuente: Elaboración propia

Figura N°1.5. Metodología de diseño general de la AASHTO 93



Fuente: Elaboración propia

### 1.6.6. Descripción de los instrumentos

- Extracción y preparación de muestras  
Pala: para recolectar los suelos.  
Bolsas: serán usadas para traer las muestras al laboratorio y estas no pierdan humedad.
- Horno eléctrico: será usado para secar los suelos y estará a una temperatura constante.
- Balanza: será usada para obtener los distintos pesos de los suelos. Deberá tener una sensibilidad de 0.1 g.
- Granulometría según la norma (ASTM D422; AASHTO T88).  
Tamiz: se usará el tamiz número 200 con tapa y fondo.
- Determinación del límite líquido según la norma (ASTM D4318; AASHTO T89).  
Equipo de casa grande: el cual será usado para determinar el límite líquido a un determinado número de golpes al suelo.
- Determinación del límite plástico según la norma (ASTM D4318; AASHTO T89).  
Superficie de amasado: será una placa de vidrio esmerillado de 20\*20 cm.
- Determinación del proctor según (AASHTO T-180; ASTM D1557).  
T-99: se determinará la densidad máxima del suelo y el contenido óptimo de humedad.
- Determinación de la relación de Soporte de California (ASTM D1883-99).  
Molde cilíndrico: se usará para determinar la capacidad de soporte del suelo.

### 1.6.7. Procedimiento de aplicación

#### Caracterización de suelo fino y suelo granular

- Se debe realizar el contenido de humedad del suelo.
- Para caracterizar el suelo granular de mejoramiento, se deben someter al horno para un secado y luego someterlo a la serie de tamices, por unos quince minutos

aproximadamente, luego de este tiempo proceder al pesaje del material que contiene cada tamiz.

- Para caracterizar el suelo fino, se procede a realizar el lavado por la malla número 200, después que el suelo está seco se pesa y se procede al tamizado por la malla N° 40 y 200, desde arriba hacia abajo se deben someter al horno para un secado y luego someterlo a la serie de tamices, por unos quince minutos aproximadamente, luego de este tiempo proceder al pesaje del material que contiene cada tamiz.
- Límite líquido de los suelos
- Límite plástico e índice de plasticidad
- Compactación de los suelos
- Determinación de la relación de Soporte de California C.B.R.

#### 1.6.8. Procedimiento para el análisis de la interpretación de la información

##### Análisis estadístico descriptiva

- **Media**

**Concepto:** En matemáticas y estadística, la media aritmética, también llamada promedio o media, de un conjunto finito de números es el valor característico de una serie de datos cuantitativos, objeto de estudio que parte del principio de la esperanza matemática o valor esperado, se obtiene a partir de la suma de todos sus valores dividida entre el número de sumandos. Cuando el conjunto es una muestra aleatoria recibe el nombre de media muestral siendo uno de los principales estadísticos muestrales.

##### Formula:

$$\text{Media (X)} = \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N}$$

siendo  $(X_1, X_2, \dots, X_N)$  el conjunto de observaciones

Es decir:

$$\text{Media (X)} = \bar{x} = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_N}{N}$$

**Descripción:** La media  $\bar{x}$  (también llamada promedio o media aritmética) de un conjunto de datos  $(X_1, X_2, \dots, X_N)$  es una medida de posición central. La definimos como el valor característico de la serie de datos resultado de la suma de todas las observaciones dividido por el número total de datos.

- **Varianza**

**Concepto:** Esta medida nos permite identificar la diferencia promedio que hay entre cada uno de los valores respecto a su punto central (Media  $\bar{X}$ ). Este promedio es calculado, elevando cada una de las diferencias al cuadrado (Con el fin de eliminar los signos negativos), y calculando su promedio o media; es decir, sumado todos los cuadrados de las diferencias de cada valor respecto a la media y dividiendo este resultado por el número de observaciones que se tengan. Si la varianza es calculada a una población (Total de componentes de un conjunto).

**Formula:** La ecuación sería:

$$\sigma^2 = \frac{(X_1 - \bar{\mu})^2 + (X_2 - \bar{\mu})^2 + (X_3 - \bar{\mu})^2 + \dots + (X_N - \bar{\mu})^2}{N} = \frac{\sum(X_i - \bar{\mu})^2}{N}$$

Donde  $(\sigma^2)$  representa la varianza,  $(X_i)$  representa cada uno de los valores,  $(\bar{\mu})$  representa la media poblacional y  $(N)$  es el número de observaciones ó tamaño de la población. En el caso que estemos trabajando con una muestra la ecuación que se debe emplear es:

$$S^2 = \frac{(X_1 - \bar{X})^2 + (X_2 - \bar{X})^2 + (X_3 - \bar{X})^2 + \dots + (X_n - \bar{X})^2}{(n - 1)} = \frac{\sum(X_i - \bar{X})^2}{(n - 1)}$$

**Descripción:** Donde  $(S^2)$  representa la varianza,  $(X_i)$  representa cada uno de los valores,  $(\bar{X})$  representa la media de la muestra y  $(n)$  es el número de observaciones ó tamaño de la muestra. Si nos fijamos en la ecuación, notaremos que se le resta uno al tamaño de la muestra; esto se hace con el objetivo de aplicar una pequeña medida de corrección a la varianza, intentando hacerla más representativa para la población. Es necesario resaltar

que la varianza nos da como resultado el promedio de la desviación, pero este valor se encuentra elevado al cuadrado.

- **Desviación estándar**

**Concepto:** Esta medida nos permite determinar el promedio aritmético de fluctuación de los datos respecto a su punto central o media. La desviación estándar nos da como resultado un valor numérico que representa el promedio de diferencia que hay entre los datos y la media. Para calcular la desviación estándar basta con hallar la raíz cuadrada de la varianza.

**Formula:** Por lo tanto, su ecuación sería:

$$S = \sqrt{S^2}$$

## 1.7. ALCANCE

Para el siguiente trabajo se hace la caracterización de los suelos estudiados y se hará su respectiva clasificación por el método AASHTO, para luego proceder a hacer la compactación del mismo, y seguidamente hacer los C.B.R. a diferentes porcentajes.

Una vez obtenido los resultados de C.B.R. en laboratorio se usará para una subrasante eligiendo una alternativa, en la cual se aplicará en el método AASHTO 93, donde se calculará el número estructural (SN), y en base al cálculo del (SNreq) se diseñarán los espesores de las capas estructurales del pavimento flexible.

Como también se aplicará en el método RACIONAL para poder obtener los esfuerzos y deformación en la cual se somete la capa estructural de pavimento flexible y finalmente hacer un análisis de los métodos utilizados.

**CAPÍTULO II**

**ASPECTOS GENERALES DE LOS  
PAVIMENTOS FLEXIBLES POR LOS  
MÉTODOS AASHTO 93 Y RACIONAL**



## CAPITULO II

### ASPECTOS GENERALES DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES POR LOS MÉTODOS AASHTO 93 Y RACIONAL

#### 2.1. PAVIMENTOS

Un pavimento está constituido por un conjunto de capas superpuestas, relativamente horizontales, que se diseñan y constituyen técnicamente con materiales apropiados y adecuadamente compactados. Estas estructuras estratificadas se apoyan sobre la subrasante de una vía obtenida por el movimiento de tierras en el proceso de exploración y que han de resistir adecuadamente los esfuerzos que la carga repetida del tránsito le transmite durante el periodo para el cual fue diseñada la estructura del pavimento.

##### 2.1.1. Pavimentos flexibles

Este tipo de pavimentos están formados por una carpeta bituminosa apoyada generalmente sobre dos capas no rígidas, la base y la subbase. No obstante, puede prescindirse de cualquiera de estas capas dependiendo de las necesidades particulares de cada obra.

Figura N°2.1. Estructural de un Pavimento Flexible



Fuente: Elaboración propia

Carpeta Asfáltica

Capa Base

Capa Subbase

Suelo Compactado (Terraplén o Subrasante mejorada)

## 2.1.2. Funciones de las capas de un pavimento flexible

### Subrasante

La subrasante es la primera capa de un pavimento, consiste en el suelo natural o una sustitución de material de préstamo si el suelo en el sitio no es de buena calidad.

Los pavimentos son desarrollados para que las cargas que lleguen a esta capa sean las menores posibles y el suelo no falle por sobrecargas. Su capacidad de soporte puede ser determinada por pruebas de C.B.R. directamente.

### La subbase granular

Está constituida por un material de soporte superior a la sub-rasante y una de sus funciones es reducir el espesor de la base dando apoyo en el soporte total del pavimento.

- **Función económica:** Una de las principales funciones de esta capa es netamente económica; en efecto, el espesor total que se requiere para que el nivel de esfuerzos en la sub-rasante sea igual o menor que su propia resistencia, puede ser construido con materiales de alta calidad; sin embargo, es preferible distribuir las capas más calificadas en la parte superior y colocar en la parte inferior del pavimento la capa de menor calidad la cual es frecuentemente la más barata. Esta solución puede traer consigo un aumento en el espesor total del pavimento y no obstante, resultar más económica.
- **Capa de transición:** La subbase bien diseñada impide la penetración de los materiales que constituyen la base con los de la sub-rasante y por otra parte, actúa como filtro de la base impidiendo que los finos de la sub-rasante la contaminen menoscabando su calidad.
- **Disminución de las deformaciones:** Algunos cambios volumétricos de la capa sub-rasante, generalmente asociados a cambios en su contenido de agua (expansiones), o a cambios extremos de temperatura (heladas), pueden absorberse con la capa sub-base, impidiendo que dichas deformaciones se reflejen en la superficie de rodamiento.
- **Resistencia:** La subbase debe soportar los esfuerzos transmitidos por las cargas de los vehículos a través de las capas superiores y transmitidos a un nivel adecuado a la subrasante.

- **Drenaje:** En muchos casos la subbase debe drenar el agua, que se introduzca a través de la carpeta o por las bermas, así como impedir la ascensión capilar.

### **La base granular**

Es un material de mayor soporte que la subbase y tiene funciones importantes como reducir las tensiones verticales que las cargas de tránsito ejercen en la subbase y la subrasante; reducir deformaciones de tracción que se ejercen en la capa de rodadura y; por último, permitir drenaje del agua que se infiltre en el pavimento a los drenajes laterales.

- **Resistencia:** La función fundamental de la base granular de un pavimento consiste en proporcionar un elemento resistente que transmita a la subbase y a la subrasante los esfuerzos producidos por el tránsito en una intensidad apropiada.
- **Función económica:** Respecto a la carpeta asfáltica, la base tiene una función económica análoga a la que tiene la subbase respecto a la base.

### **Carpeta**

En caso de que el pavimento sea flexible, la mezcla asfáltica se coloca como la capa de rodadura y tiene como función: impermeabilizar el pavimento para mantener la capacidad de soporte de las capas inferiores.

- **Superficie de rodamiento:** La carpeta debe proporcionar una superficie uniforme y estable al tránsito, de textura y color conveniente y resistir los efectos abrasivos del tránsito.
- **Impermeabilidad:** Hasta donde sea posible, debe impedir el paso del agua al interior del pavimento.
- **Resistencia:** Su resistencia a la tensión complementa la capacidad estructural del pavimento.

## **2.2. ESTABILIZACIÓN DE LA SUBRASANTE**

### **2.2.1. Estabilización de suelo**

La estabilización de suelos se define como mejoramiento de las propiedades físicas de un suelo a través de procedimientos mecánicos e incorporación de productos químicos, naturales o sintéticos. Tales estabilizaciones, por lo general se realizan en los suelos de subrasante inadecuados o pobre, en este caso son conocidas como estabilización suelo cemento, suelo cal, suelo asfalto y otros productos diversos. En cambio, cuando se estabiliza una sub-base granular o base granular, para obtener un material de mejor calidad se denomina como subbase o base granular tratada (con cemento o con cal o con asfalto, etc.).

La estabilización de suelos consiste en dotar a los mismos, de resistencia mecánica y permanencia de tales propiedades en el tiempo. Las técnicas son variadas y van desde la adición de otro suelo, a la incorporación de uno o más agentes estabilizantes. Cualquiera sea el mecanismo de estabilización, es seguido de un proceso de compactación.

### **2.2.2. Criterios geotécnicos para establecer la estabilización de suelos**

Se considerarán como materiales aptos para las capas de la subrasante suelos con  $CBR \geq 6\%$ . En caso de ser menor (subrasante pobre o subrasante inadecuada), o se presenten zonas húmedas locales o aéreas blandas, será materia de un Estudio Especial para la estabilización, mejoramiento o reemplazo, donde el ingeniero Responsable analizara diversas alternativas de estabilización o de solución, como: Estabilización mecánica, reemplazo del suelo de cimentación, Estabilización con productos o aditivos que mejoran las propiedades del suelo, Estabilización con geocintético (geotextiles, geo mallas u otros), Terraplenes, Capas de arena, Elevar la rasante o cambiar el trazo vial si las alternativas analizadas resultan ser demasiado costosas y complejas.

### **2.2.3. Estabilización mecánica de suelos**

Con la Estabilización Mecánica de Suelos se pretende mejorar el material del suelo existente, sin cambiar la estructura y composición básica del mismo. Como herramienta

para lograr este tipo de estabilización se utiliza la compactación, con la cual se reduce el volumen de vacíos presentes en el suelo.

#### **2.2.4. Estabilización o mejoramiento de subrasante**

##### **2.2.4.1. Estabilización por combinación de suelos**

La Estabilización por combinación de suelos considera la combinación o mezcla de los materiales del suelo existente con materiales de préstamo.

El suelo existente se disgregará o escarificará, en una profundidad de quince centímetros (15cm) y luego se colocará el material de préstamo o de aporte. Los materiales disgregados y los de aporte se humedecerán o airearán hasta alcanzar la humedad apropiada de compactación y previa eliminación de partículas mayores de setenta y cinco milímetros (75mm), si las hubiera. Luego se procederá a un mezclado de ambos suelos, se conformará y compactará cumpliendo las exigencias de densidad y espesores hasta el nivel de subrasante fijado en el proyecto.

##### **2.2.4.2. Estabilización por sustitución de los suelos**

Cuando se prevea la construcción de la sub-rasante mejorada solamente con material adicionado, pueden presentarse dos situaciones, sea que la capa se construya directamente sobre el suelo natural existente o que este deba ser excavado previamente y reemplazado por el material de adición.

En el primer caso, el suelo existente se deberá escarificar, conformar y compactar a la densidad especificada para cuerpos de terraplén, en una profundidad de quince centímetros (15cm). Una vez se considere que el suelo de soporte esté debidamente preparado, autorizara la colocación de los materiales, en espesores que garanticen la obtención del nivel de subrasante y densidad exigidos, empleando el equipo de compactación adecuado. Dichos materiales se humedecerán o airearán, según sea necesario, para alcanzar la humedad más apropiada de compactación, procediéndose luego a su densificación.

En el segundo caso, el mejoramiento con material totalmente adicionado implica la remoción total del suelo natural existente, de acuerdo al espesor de reemplazo. Una vez alcanzando el nivel de excavación indicado, conformado y compactado el suelo, se procederá a la colocación y compactación en capas de los materiales, hasta alcanzar las cotas exigidas.

- **Procedimiento para determinar el espesor de reemplazo en función al valor soporte o resistencia del suelo**

Este procedimiento de cálculo para determinar en sectores localizados, el espesor de material a reemplazar se aplicará solo en casos de subrasantes pobres, con suelos de plasticidad media, no expansivos y con valores soporte entre  $\text{CBR} \geq 3\%$  y  $\text{CBR} < 6\%$ , calculándose según lo siguiente.

- a) Se calculará el numero estructural SN del pavimento para 20 años, el material a emplear tendrá un  $\text{CBR} \geq 10\%$  e IP menor a 10, o en todo caso será similar. Cuando en los sectores adyacentes al sector de sustitución de suelos presentan un  $\text{CBR} \geq 10\%$ , para el cálculo del SN se utilizará el mayor valor de CBR de diseño, que represente el material de reemplazo, este número estructural SN calculado se denominará SNm (mejorado), luego se calculará el SN del pavimento para el CBR del material de sub-rasante existente (menor a 6%), que se denominará SNe (existente).
- b) Se realizará la diferencia algebraica de números estructurales.

$$\Delta\text{SN} = \text{SNe} - \text{SNm}$$

- c) Habiéndose escogido el material de reemplazo ( $\text{CBR} \geq 10\%$ ) a colocar (según SNm calculado), se obtendrán los valores correspondientes de coeficiente estructural ( $a_i$ ) y coeficiente de drenaje ( $m_i$ ), luego de obtener dichos valores se procederá a obtener el espesor E, aplicando la siguiente ecuación:

$$E = \frac{\Delta\text{SN}}{a_i \times m_i}$$

Donde:

E= Espesor de reemplazo en cm.

$a_i$ = Coeficiente estructural del material a colocar / cm

$m_i$  = Coeficiente de drenaje del material a colocar.

### 2.2.5. Ensayos de la subrasante

#### a) Análisis granulométrico por mallas

Un análisis granulométrico por mallas se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de mallas cada vez más pequeñas y con una charola en el fondo. La cantidad de suelo retenido en cada malla se mide y el por ciento acumulado de suelo que pasa a través de cada malla es determinado. Este porcentaje es generalmente denominado el “porcentaje que pasa”.

El porcentaje que pasa por cada malla, determinado por un análisis granulométrico por mallas, se grafica sobre papel logarítmico, el diámetro del grano  $D$  se grafica sobre la escala logarítmica y el porcentaje que pasa se grafica sobre la escala aritmética.

#### b) Límites del tamaño para suelos

Varias organizaciones han intentado desarrollar los límites de tamaño para gravas, arenas, limos, y arcillas en base a tamaños de las partículas de los suelos. La siguiente tabla presenta los límites de tamaño recomendados en el sistema de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y en el sistema Unified Soil Classification (Corps of engineers, Department of the Army y Bureau of Reclamation). En la siguiente tabla, se muestra que las partículas de suelo más pequeñas que 0.002 mm son clasificadas como arcilla.

Tabla N°2.1. Límites del Tamaño para Suelos

Sistema de clasificación	Tamaño del grano (mm)
<b>Unificado</b>	Grava: 75 mm a 4.75 mm Arena: 4.75mm a 0.075 mm Limo y arcilla (finos). <0.075 mm
<b>AASHTO</b>	Grava: 75 mm a 2 mm Arena: 2 mm a 0.05 mm Limo: 0.05 mm a 0.002 mm Arcilla <0.002 mm

Fuente: “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”, Braja. M. Das. Cuarta Edición

Sin embargo, las arcillas por naturaleza son cohesivas y pueden convertirse en un filamento cuando están húmedas. Esta propiedad es causada por la presencia de minerales de arcilla tales como caolinita, la ilita y la montmorilonita. En contraste, algunos minerales como el cuarzo y el feldespato pueden estar presentes en un suelo con partículas de tamaño tan pequeño como los minerales de arcilla. Pero no tienen la propiedad de cohesión de los minerales arcillosos. Por tanto, se denominan partículas de tamaño arcilla y no partículas arcillosas.

### c) Límites de Atterberg

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, éste puede fluir como un semilíquido. Si el suelo es secado gradualmente, se comportará como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de agua. Este, en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado líquido a un estado plástico se define como límite líquido (LL). Igualmente, los contenidos de agua, en por ciento con el que el suelo cambia de un estado plástico a un semisólido y de un semisólido a un sólido se definen como el límite plástico (PL) y el límite de contracción (SL), respectivamente. Esos se denominan límites de Atterberg.

- El límite líquido de un suelo es determinado por medio de la copa de Casagrande de (Designación de prueba D-4318 de la ASTM) y se define como el contenido de agua con el cual se cierra una ranura de 1/2 in (12.7 mm) mediante 25 golpes.
- El límite plástico se define como el contenido de agua con el cual el suelo se agrieta al formarse un rollito de 1/8 pulg (3.18mm) de diámetro (designación de prueba D-4318 de la ASTM)

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo se define como el índice de plasticidad (PI)

$$IP = LL - PL$$

**Plasticidad:** La plasticidad y el uso extenso que de ella hace el especialista en mecánica de suelos, constituyen una de las cuestiones más difíciles de comprender para el ingeniero ajeno a la especialidad. Y sin embargo, el concepto que se halla debajo de la utilización de las ideas de plasticidad es ampliamente familiar en nuestra vida cotidiana.



Es común que en la naturaleza existan magnitudes cuya medición directa sea difícil o costosa; en tal caso, el intentar una medición indirecta constituye una técnica común a muchos campos de la actividad científica. Se trata de buscar una magnitud, diferente de la que se desea medir, que sea fácilmente medible y cuya correlación con la magnitud problema sea conocida y confiable.

Dentro de los límites del sentido que se da al término en la mecánica de suelos, plasticidad puede definirse como la propiedad de un material por la que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Según su contenido de agua decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg: límite líquido, estado semilíquido, estado plástico, estado semisólido y estado sólido.

**El Índice de Plasticidad (IP):** Es una medida de cuánta agua puede absorber un suelo antes de disolverse en una solución. Mientras más alto es este número, el material es más plástico y más débil. Generalmente la cal reacciona con suelos plástico que tengan un IP entre 10 a 50, reduciendo así significativamente el IP, creando de esta manera un nuevo material con resistencia estructural. Suelos con IP menores a 10, usualmente, no reaccionan tan fácilmente con la cal. (BRAJAS M. DAS cuarta edición)

#### **d) sistemas de clasificación de suelos**

Los sistemas de clasificación de suelos dividen a estos en grupos y subgrupos en base a propiedades ingenieriles comunes tales como la distribución granulométrica, el límite líquido y el límite plástico. Los dos sistemas principales de clasificación actualmente son (1) el sistema Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y (2) el Unified Soil Classification System (SUCS), el sistema de clasificación AASHTO se usa principalmente para clasificación de las capas de carreteras. No se usa en la construcción de cimentaciones.

- **Sistema AASHTO**
- **Sistema Unificado De Clasificación de Suelos**

- **Sistema AASHTO**

El Sistema de Clasificación de Suelos AASHTO originalmente desarrollado en los años '20. Está basado en características de estabilidad de los suelos empleados en la construcción de caminos. Se fundamenta en distribución granulométrica, límite líquido y límite plástico. Los tamices estándar N° 10, N° 40 y N° 200.

Para la evaluación cualitativa de la conveniencia de un suelo como material de sub-rasante de un camino, se desarrolló también un número denominado índice de grupo. Entre mayor es el valor del índice de grupo para un suelo, será menor el uso del suelo como sub-rasante. Un índice de grupo de 20 o más indica un material muy pobre para ser usado al respecto. La fórmula para el índice de grupo es:

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

Donde:

IG= Índice de grupo.

a= %pasa N°200 – 35% (Si %N°200>75, se anota 75, si es<35, se anota 0)

b= %pasa N°200 – 15% (Si %N°200>55, se anota 55, si es<15, se anota 0)

c= Límite líquido – 40% (Si LL>60, se anota 60, si es<40, se anota 0)

d= Índice de Plasticidad – 10% (Si IP>30, se anota 30, si es<10, se anota 0)

Condicionando que cualquier factor que pudiese salir negativo; éste se asume con el valor de cero.

Para una adecuada comprensión se presenta la siguiente tabla para la clasificación AASHTO.

Tabla N°2.2. Clasificación de suelos sistema AASHTO

Clasificación	Materiales Granulares (35% o menos del total pasa tamiz N° 200)							Materiales Limo Arcillosos (más del 35% del total pasa el tamiz N° 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Porcentaje de material que pasa tamiz											
N°10 N°40 N°200	50máx 30máx 15máx	50máx 25máx	51min 10máx	35máx	35máx	35máx	35máx	36min	36min	36min	36min
Características de la fracción que pasa el tamiz N° 40											
LL: IP:	6max		NP	40máx 10máx	41min 10máx	40máx 1min	40min 11min	40máx 10máx	41min 10máx	40máx 11min	41min 11min
Índice de Grupo	0		0	0		4máx		18máx	12máx	16máx	20máx

Fuente: "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", Braja. M. Das. Cuarta Edición

- **Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)**

Fue inicialmente propuesto por Arthur Casagrande en 1932, adoptado por el Departamento de ingeniería de los EEUU en 1948. Está basado en el análisis granulométrico y en los límites de Atterberg (límites líquido y plástico).

En el Sistema Unificado, los siguientes símbolos se usan como identificación.

Tabla N°2.3. Clasificación de suelos sistema unificado

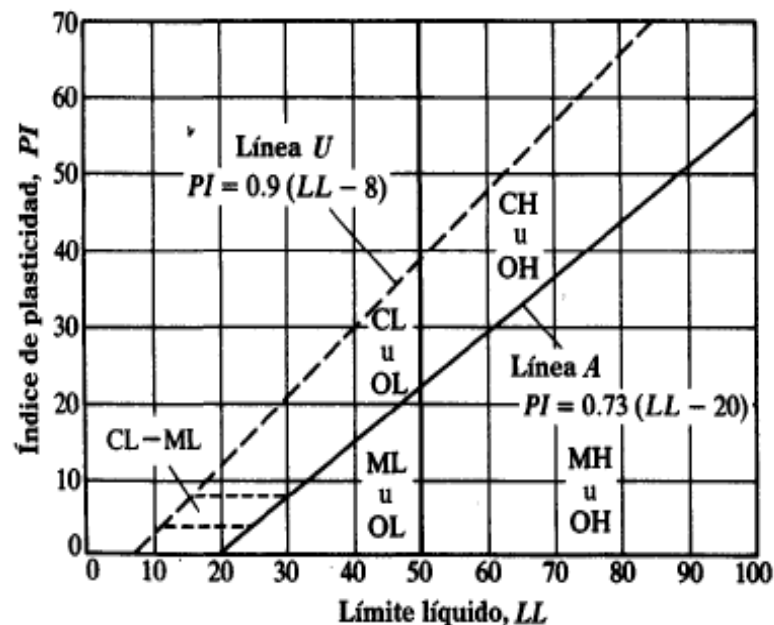
Símbolo	G	S	M	C	O	Pt	H	L	W	P
Descripción	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos Orgánicos y arcilla	Turba y Suelos Altamente orgánicos	Alta plasticidad	Baja plasticidad	Bien graduados	Mal graduados

Fuente: “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”, Braja. M. Das. Cuarta Edición

La carta de plasticidad y la siguiente tabla muestran el procedimiento para determinar los símbolos de grupo para varios tipos de suelos. Al clasificar un suelo se debe proporcionar el nombre del grupo que describe generalmente al suelo, junto con el símbolo respectivo. (BRAJAS M. DAS cuarta edición)

### Carta de plasticidad

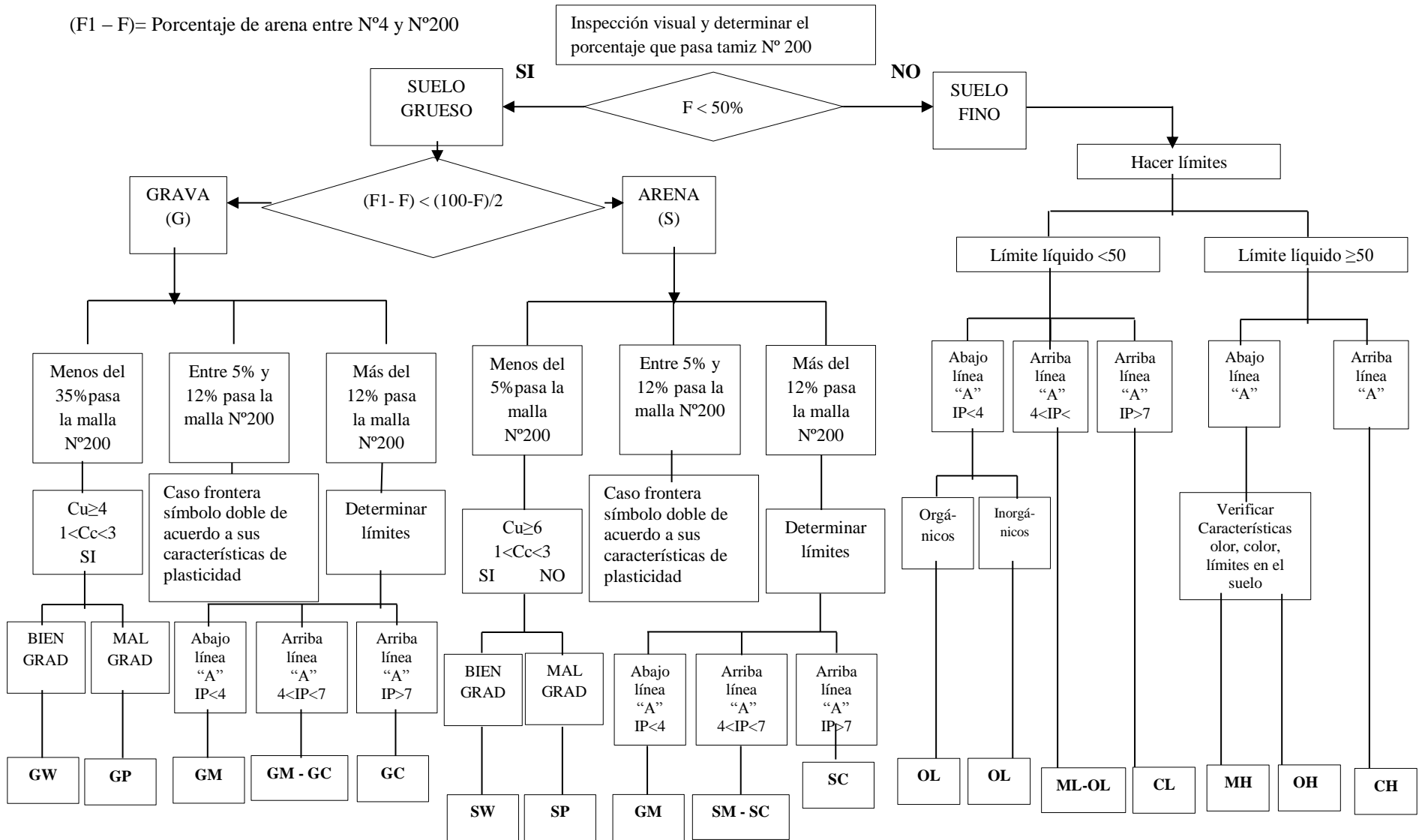
Figura N°2.2. Carta de plasticidad



Fuente: “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”, Braja. M. Das. Cuarta Edición

Figura N°2.3. Clasificación de suelos SUCS

(F1 - F) = Porcentaje de arena entre N°4 y N°200



### e) Compactación del suelo

En general, la compactación es la densificación del suelo por remoción de aire, lo que requiere energía mecánica. Si se agrega una pequeña cantidad de agua a un suelo y luego éste se compacta, el suelo tendrá un cierto peso específico. Si el contenido de agua del mismo suelo es incrementado gradualmente y la energía de compactación es la misma, el peso específico del suelo se incrementará gradualmente. La razón es que el agua actúa como lubricante entre las partículas del suelo y, bajo la compactación ésta ayuda a reacomodar las partículas sólidas a un estado más denso. El incremento en peso específico seco con el incremento del contenido de agua en un suelo alcanzara un valor límite más allá de las cual cantidades adicionales de agua conducirán a una reducción del peso específico seco. El contenido de agua para el cual se obtiene el peso específico seco máximo se llama contenido de agua óptimo.

Las pruebas de laboratorio usadas para evaluar las densidades secas máximas y los contenidos de agua para varios suelos son:

- Prueba de proctor estándar (ASTM D698)
- Prueba de proctor modificada (ASTM D 1557)
- **Prueba proctor estándar**

En la prueba proctor, el suelo es compactado en un molde que tiene un volumen de 943,3 cm<sup>3</sup>. El diámetro del molde es de 101,6 mm. Durante la prueba de laboratorio, el molde se une a una placa de base en el fondo y a una extensión en la parte superior.

El suelo se mezcla con cantidades variables de agua y luego se compacta en tres capas iguales por medio de un pisón que transmite 25 golpes a cada capa. El pisón pesa 24,4 N que equivale a 5,5 lb o (2,5 kg) y tiene una altura de caída de 304,8 mm. Para cada prueba, el peso específico húmedo de compactación  $\gamma$  se calcula como:

$$\gamma = \frac{W}{V_m}$$

Donde:

W= Peso específico húmedo.

$V_m$ = Volumen del molde

Para cada prueba, el contenido de agua del suelo compactado se determina en el laboratorio. Con un contenido de agua conocido, el peso específico seco  $\gamma_d$  se calcula con la siguiente ecuación:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w(\%)}{100}}$$

Donde:

w(%)= porcentaje de contenido de agua.

Los valores de  $\gamma_d$  determinados con la anterior ecuación se grafican contra los correspondientes contenidos de agua para obtener el peso específico seco máximo y el contenido de agua óptimo para el suelo.

- **Prueba proctor modificada**

Con el desarrollo de los rodillos compactadores de campo se notó un incremento de energía, la prueba de proctor estándar fue modificada para representar mejor las condiciones de campo. A ésta se la llama prueba proctor modificada (Prueba D-1557 de la ASTM y prueba T-180 de la AASTHO). Para llevar a cabo la prueba de proctor modificada se usa el mismo molde, con un volumen de 943,3 cm<sup>3</sup> como en el caso de la prueba de proctor estándar. Sin embargo, el suelo es compactado en cinco capas por un pisón que pesa 44,5 N equivalente a 10 lb o 4,54 kg. La caída del martillo por capa es de 457,2 mm. El número de golpes de martillo es de 25 como en la prueba de proctor estándar.

Las pruebas de proctor adoptadas por la ASTM y la AASTHO respecto al volumen del molde (943,3 cm<sup>3</sup>) y número de golpes (25 golpes/capa), son generalmente las adoptadas para los suelos de grano fino que pasan la malla N° 4, sin embargo, para suelos de grano más grueso el molde mantiene su altura e incrementa su diámetro a 152,4 mm con el martillo de pesa 44,5 N equivalente a 10 lb o 4,54 kg compactando a cinco capas con un número de golpes de 56. Sin embargo, bajo cada designación de prueba, tres métodos sugeridos diferentes reflejan el tamaño del molde, el número de golpes por capa y el tamaño máximo de la partícula de un suelo usado para la prueba. (BRAJAS M. DAS cuarta edición)

Tabla N°2.4. Especificaciones para prueba de proctor estándar (ASTM D698-91)

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	4 pulg (101,6 mm)	4 pulg (101,6 mm)	6 pulg (152,4 mm)
Volumen del molde	0,0333 pie <sup>3</sup> (944 cm <sup>3</sup> )	0,0333 pie <sup>3</sup> (944 cm <sup>3</sup> )	0,075 pie <sup>3</sup> (2124 cm <sup>3</sup> )
Peso del pizón	5,5 lb (2,5 kg)	5,5 lb (2,5 kg)	5,5 lb (2,5 kg)
Altura de caída del pizón	12 pulg (304,8 mm)	12 pulg (304,8 mm)	12 pulg (304,8 mm)
Número de golpes del pizón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	3	3	3
Energía de compactación	12400 pie.lb/pie <sup>3</sup> (600 N/m <sup>3</sup> )	12400 pie.lb/pie <sup>3</sup> (600 N/m <sup>3</sup> )	12400 pie.lb/pie <sup>3</sup> (600 N/m <sup>3</sup> )
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla N° 4 (4,75 mm). Puede usarse el 20% o menos por peso de material que es retenido en la malla N° 4.	Porción que pasa la malla de 3/8 pulg (9,5 mm). Puede usarse si el suelo retenido sobre la malla N° 4 es más del 20% y 20% o menos por peso retenido en la malla de 3/8 pulg (9,5 mm).	Porción que pasa la malla 3/4 pulg (19,0 mm) Puede usarse si más de 20% es retenido en la malla de 3/8 pulg (9,5 mm) y menos de 30 % por peso es retenido en la malla 3/4 pulg (19,0 mm).

Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Geotécnica”, Braja. M. Das. Cuarta Edición

Tabla N°2.5. Especificaciones para prueba de Proctor modificada (ASTM D1557-91)

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	4 pulg (101,6 mm)	4 pulg (101,6 mm)	6 pulg (152,4 mm)
Volumen del molde	0,0333 pie <sup>3</sup> (944 cm <sup>3</sup> )	0,0333 pie <sup>3</sup> (944 cm <sup>3</sup> )	0,075 pie <sup>3</sup> (2124 cm <sup>3</sup> )
Peso del pizón	10 lb (4,54 kg)	10 lb (4,54 kg)	10 lb (4,54 kg)
Altura de caída del pizón	18 pulg (457,2 mm)	18 pulg (457,2 mm)	18 pulg (457,2 mm)
Numero de golpes del pizón por capa de suelo	25	25	56
Numero de capas de compactación	5	5	3
Energía de compactación	56000 pie.lb/pie <sup>3</sup> (270 N/m <sup>3</sup> )	56000 pie.lb/pie <sup>3</sup> (270 N/m <sup>3</sup> )	56000 pie.lb/pie <sup>3</sup> (270 N/m <sup>3</sup> )
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla N° 4 (4,75 mm). Puede usarse el 20% o menos por peso de material que es retenido en la malla N° 4.	Porción que pasa la malla de 3/8 pulg (9,5 mm). Puede usarse si el suelo retenido sobre la malla N°4 es más del 20% y 20% o menos por peso retenido en la malla de 3/8 pulg (9,5 mm).	Porción que pasa la malla 3/4 pulg (19,0 mm) Puede usarse si más de 20% es retenido en la malla de 3/8 pulg (9,5 mm) y menos de 30 % por peso es retenido en la malla 3/4 pulg (19,0 mm).

Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Geotécnica”, Braja. M. Das. Cuarta Edición



**f) Método C.B.R.**

Fue propuesto en 1929 por los ingenieros T. E. Stanton y O. J. Porter, del departamento de carreteras del estado de California. Desde esa fecha, tanto en Europa como en América, el método C.B.R. (California Bearing Ratio= Relación de Soporte California) se ha generalizado y es, hoy en día, uno de los más empleados para el cálculo de pavimentos flexibles.

Se establece en él una relación entre la resistencia a la penetración de un suelo, y su capacidad de soporte como base de la sustentación para pavimentos flexibles. Si bien este método es empírico, se base en un sin número de trabajos de investigación terreno, lo que permite considerarlo como uno de los mejores procedimientos prácticos sugeridos hasta hoy.

Dado que el comportamiento de los suelos varía de acuerdo con su “grado de alteración”, con su granulometría y sus características físicas, el método a seguir para determinar el C.B.R., será diferente en cada caso. Así tendremos:

- Determinación del C.B.R. de suelos perturbados y re moldeados.
- Gravas y arenas.
- Suelos cohesivos y expansivos.
- Determinación del C.B.R. de suelos inalterados.
- Determinación del C.B.R. in situ.

## 2.3. TRÁNSITO

Para el dimensionamiento de los pavimentos interesan las cargas por ejes esperadas en el carril de diseño, estas me determinaran la estructura del pavimento para el periodo de diseño adoptado. Es por esto que probablemente la variable más importante en el diseño de un pavimento de una vía es el tránsito; este se define como la determinación del número, tipo y peso de vehiculó que transitan por un determinado lugar. Es necesario cuantificar la variable tránsito existente ya que esta genera cargas y deformaciones sobre el pavimento.

### 2.3.1. Periodo de diseño

Se define como el tiempo elegido al iniciar el diseño, para el cual se determinan las características del pavimento, evaluando su comportamiento para distintas alternativas a largo plazo, con el fin de satisfacer las exigencias del servicio durante el periodo de diseño elegido a un costo razonable definida por el proyectista.

Tabla N°2.6. Periodos de diseño en función del tipo de carretera

TIPO DE CARRETERA	PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)
Urbana de tránsito elevado	30 – 50
Interurbana de tránsito elevado	20 – 50
Pavimentada de baja intensidad de tránsito	15 – 25
De baja intensidad de tránsito, pavimentación con grava	10 – 20

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

### 2.3.2. Factor distribución direccional

A menos que existan consideraciones especiales, se considera una distribución del 50% del tránsito para cada dirección.

### 2.3.3. Factor de crecimiento

Los valores del factor de crecimiento para diferentes tasas anuales y periodos de diseño se muestran en la tabla siguiente, de acuerdo al criterio de la AASHTO:93.

Tabla N° 2.7. Factor de crecimiento

Periodo de análisis (años)	Factor de crecimiento *	Tasa de Crecimiento anual (%)						
		2	4	5	6	7	8	10
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	2.0	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.0	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.0	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.0	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.0	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.0	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.0	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.0	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.0	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	11.0	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	12.0	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	13.0	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	14.0	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	15.0	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	16.0	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	17.0	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	18.0	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.6
19	19.0	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	20.0	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	25.0	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	30.0	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	35.0	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

### 2.3.4. Factor de distribución por carril

En una carretera de dos carriles, uno en cada dirección, el carril de diseño es uno de ellos, por lo tanto, el factor de distribución por carril es 100%.

Tabla N° 2.8. Factor de distribución por carril

N°. carriles en cada dirección	Porcentaje de ejes simples equivalentes de 18 kips en el carril de diseño ( <i>FC</i> )
1	100
2	80 – 100
3	60 – 80
4 ó más	50 – 75

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993

### 2.3.5. Factores equivalentes de carga (LEF)

La conversión del tráfico a un número de ESAL's de 18 kips (carga de eje equivalente simple) se realiza utilizando factores equivalentes de carga LEFs (factor equivalente de carga). Estos factores fueron determinados por la AASHTO en sus tramos de prueba, donde pavimentos similares se sometieron a diferentes configuraciones de ejes y cargas, con el fin de analizar el daño producido y la relación existente entre estas configuraciones y cargas a través del daño que producen.

El factor equivalente de carga LEF es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad ocasionada por una determinada carga de un tipo de eje y la producida por el eje patrón de 18 kips.

$$LEF = \frac{\text{Nº de ESALs de 18 kips que producen una pérdida de serviciabilidad } \Delta PSI}{\text{Nº de ejes de X kips que producen la misma pérdida de serviciabilidad}}$$

Los factores equivalentes de carga de la AASHTO están tabulados en función a cuatro parámetros: tipo de eje (simple, tandem, tridem), índice de serviciabilidad final (2, 2,5 y 3), carga por eje, y número estructural *SN* del pavimento (de 1 a 6").

### 2.3.6. Factor de camión

Para expresar el daño que produce el tráfico, en términos del deterioro que produce un vehículo en particular, hay que considerar la suma de los daños producidos por cada eje de ese tipo de vehículo. De este criterio nace el concepto de Factor de Camión, que se define como el número de ESAL's por número de vehículo en general. Este factor puede ser calculado para cada tipo de camión, o para todos los vehículos como un promedio de una determinada configuración de tráfico.

$$\text{Factor de Camión} = TF = \frac{\text{Nº ESALs}}{\text{Nº de camiones}}$$

### 2.3.7. Número total de ejes simples equivalentes (ESAL's)

Se calcula para el carril de diseño utilizando la siguiente ecuación:

$$ESAL's = TPDA * FC * Fd * Fc * TF * 365$$

**Dónde:**

*TPDA* = Tránsito promedio diario anual

FC= Factor de crecimiento

Fd= Factor de distribución direccional

Fc= Factor de distribución por carril

TF = Factor de camión

**2.3.8. Metodología**

Para obtener resultados confiables se han realizado los trabajos de aforo vehicular en 7 días continuos, durante las horas pico para aforos y todo el día en encuestas.

**Equipo empleado**

El equipo empleado durante la elaboración del presente estudio es el siguiente:













- Libretas de registro o planillas.
- Otros (Computadora personal, etc.).

**Clasificación por tipo de Vehículo**

Expresa en porcentaje la participación que le corresponde en el TPDA a las diferentes categorías de vehículos, debiendo diferenciarse por lo menos las siguientes:

- Vehículos livianos: Automóviles, Camionetas hasta 1500 kg.
- Locomoción Colectiva: Buses Rurales e Interurbanos.
- Camiones: Unidad Simple para Transporte de Carga.
- Camión con Semirremolque o Remolque: Unidad Compuesta para Transporte de Carga.

Figura N°2.4. Configuración vehicular por ejes

CODIGO	TIPO DE VEHICULO	CAPACIDAD (Tn)	EJES	FIGURA
*1	Automóviles y Vagonetas			
2	Camionetas	2		
3	Minibuses hasta 15 pasajeros			
MB	Microbuses hasta 21 pasajeros		2	
B2	Buses Medianos (hasta 35 pasajeros)		2	
B3	Buses Grandes (más de 35 pasajeros)		3	
C2m	Camiones Medianos	2,5-10	2	
C2	Camiones Grandes	>10	2	
C3	Camiones Grandes	>10	3	
CSR	Camiones Semirremolque	>15		
CR	Camiones remolque			
12	Otros vehículos			

Fuente: A.B.C.

### Promedio por tipo de Vehículo

Representa el promedio aritmético de los volúmenes diarios para todos los días del año, previsible o existente en una sección dada de la vía. Su conocimiento da una idea cuantitativa de la importancia de la ruta en la sección considerada.

### Conversión de Tránsito en ESAL's

Las diferentes cargas actuantes sobre un pavimento producen diferentes tensiones y deformaciones en el mismo, como también los espesores de pavimentos y diferentes

materiales responden de diferente manera a una misma carga así también las fallas serán distintas.

Para tener en cuenta esta diferencia, el tránsito es reducido a un número equivalente de ejes de una determinada que producirán el mismo daño que toda la composición de tránsito.

Esta carga tipo según AASHTO es de 8.2 ton ó 18 Kips. La conversión se hace a través de los factores equivalentes de carga LEF (Load Equivalent Factor) o Factor equivalente de carga.

### **Determinación del tráfico promedio diario anual “TPDA”**

Es el tráfico normal que son los estudios de intensidad del tránsito, estos se realizaron mediante aforos para conocer el número de vehículos que se desplazan

### **Proyección de tráfico**

La parte fundamental de un estudio de tráfico consiste en la estimación de volúmenes futuros, esta estimación no es tarea fácil debido a la incertidumbre respecto a los cambios en la economía de un país y los cambios en los precios de mercancías originando cambios en la demanda de transporte.

Se refiere al incremento del volumen debido al aumento normal del uso de vehículos de acuerdo al tiempo de estudio.

Para la proyección del tráfico usamos el método de crecimiento aritmético:

Método Crecimiento Aritmético

$$TPDf = TPD_o \left( 1 + i * \frac{t}{100} \right)$$

Las variables son tiempo “t” en años, índice de crecimiento “i” en % y el tráfico promedio diario “TPD”.

Tabla N°2.9. Resumen total del aforo vehicular

Fecha	Código	1	2	3	Mb	B2	B3	C2m	C2	C3	Csr	Cr	12
	Día												
14/12/20	Lunes	580	95	5	70	1	57	4	2	0	0	0	0
15/12/20	Martes	559	91	2	63	4	54	7	1	0	0	0	0
16/12/20	Miércoles	560	80	0	60	0	50	2	0	0	0	0	0
17/12/20	Jueves	570	90	0	58	1	49	3	1	0	0	0	0
18/12/20	Viernes	568	75	1	65	0	51	1	0	0	0	0	0
19/12/20	Sábado	492	86	0	50	2	40	0	0	0	0	0	0
20/12/20	Domingo	300	20	0	45	0	30	0	0	0	0	0	0
<b>Total</b>		3629	537	8	411	8	331	17	4	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

## 2.4. DISEÑO MÉTODO AASTHO 93

El método AASHTO-1993 para el diseño de pavimentos flexibles, se basa primordialmente en identificar un “número estructural (SN)” para el pavimento, que pueda soportar el nivel de carga solicitado. Para determinar el número estructural, el método se apoya en una ecuación que relaciona los coeficientes, con sus respectivos números estructurales.

Ecuación básica para el diseño de la estructura de un pavimento flexible.

$$\log W_{18} = Z_R S_O + 9.36 \log(SN+1) - 0.20 + \frac{\log \left[ \frac{\Delta PSI}{4.2-1.5} \right]}{0.40 + \left[ \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}} \right]} + 2.32 \log M_R - 8.07$$

### 2.4.1. Variables de diseño método AASTHO 93

- **Estudio de Tránsito vehicular**

En el método AASHTO los pavimentos se proyectan para que resistan determinado número de cargas durante su vida útil.

El tránsito está compuesto por vehículos de diferente peso y número de ejes, y a los efectos de cálculo, se las transforma en número equivalente de ejes tipo de 8.2 ton o 18 Kips que se denomina ESAL`s.



- **Serviciabilidad**

Es la condición necesaria de un pavimento para proveer los usuarios un manejo seguro y confortable en un determinado momento.

Tabla N°2.10. Índice de serviciabilidad en función de calidad de la vía

<b>Índice de Serviciabilidad (p)</b>	<b>Calificación</b>
0 – 1.	Muy mala
1 – 2.	Mala
2 – 3.	Regular
3 – 4.	Buena
4 – 5.	Muy buena

Fuente: Guía AASTHO 1993

- **Índice de servicio inicial**

Es el valor de servicio de un pavimento recién construido o rehabilitado, los valores usuales son 4.2 para pavimentos flexibles y 4.5 para pavimento rígido.

- **Índice de servicio terminal**

Es el valor mínimo del índice de servicio que puede ser aceptado para un pavimento dado los valores de 2 para caminos de menor tránsito y de 2.5 a 3.0 para caminos muy importantes.

- **Pérdida o disminución del índice de serviciabilidad**

Los valores anteriormente descritos nos permiten determinar la disminución del índice de servicio, que representa una pérdida gradual de la calidad de servicio de la carretera, originada por el deterioro del pavimento. Por tanto:

$$\Delta\text{PSI} = p_o - p_t$$

Donde:

PSI= Índice de servicio presente.

$\Delta\text{PSI}$ = Diferencia entre los índices de servicio inicial y el final deseado.

$P_o$ = Índice de servicio inicial.

$P_t$ = Índice de servicio final.

- **Confiabilidad**

Hace referencia al grado de certidumbre o seguridad de una determinada alternativa de diseño, determinando así la probabilidad de que el pavimento pueda soportar el número de repeticiones de la carga que sea aplicada durante su vida útil.

A medida que se escoja un R (nivel de confiabilidad) mayor, serán necesarios espesores más grandes.

Tabla N°2.11. Niveles de confiabilidad por tipo de vía

Clasificación funcional	Nivel de confiabilidad (R) recomendado	
	Urbana	Rural
Interestatales y vías rápidas	85-99.9	80-99.9
Arterias principales	80-99	75-95
Colectoras	80-95	75-95
Locales	50-80	50-80

Fuente: Guía AASTHO 1993

Tabla N°2.12. Determinación de la desviación estándar normal ZR a partir de la confiabilidad

Confiabilidad (R)	Valor de ZR
50	-0.000
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.340
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.090
99.99	-3.750

Fuente: Guía AASTHO 1993

- **Desviación estándar del sistema (So)**

El valor de la desviación estándar (So) que se seleccione debe, por otra parte, ser representativo de las condiciones locales. Se recomienda para uso general, pero estos valores pueden ser ajustados en función de la experiencia para uso local.

Tabla N°2.13. Valores recomendados para la desviación estándar (So)

Proyecto de pavimento	So	
	Flexible	Rígido
	0.40 – 0.50	0.30 – 0.40
Construcción nueva	0.45	0.35
Sobre capas	0.50	0.40

Fuente: Guía AASTHO 1993

- **Módulo resiliente efectivo Mr**

Es el módulo resiliente promedio que se traduce en un daño del pavimento (Uf) igual al que se alcanzaría si se usaran valores modulares estacionales.

- **Módulo resiliente para la sub-rasante**

Para materiales de sub-rasante con  $CBR \leq 7.2\%$ .

$$MR_{SUBRASANTE} = 1500 * CBR$$

Para materiales de sub-rasante con  $7.2\% \leq CBR \leq 20.0\%$

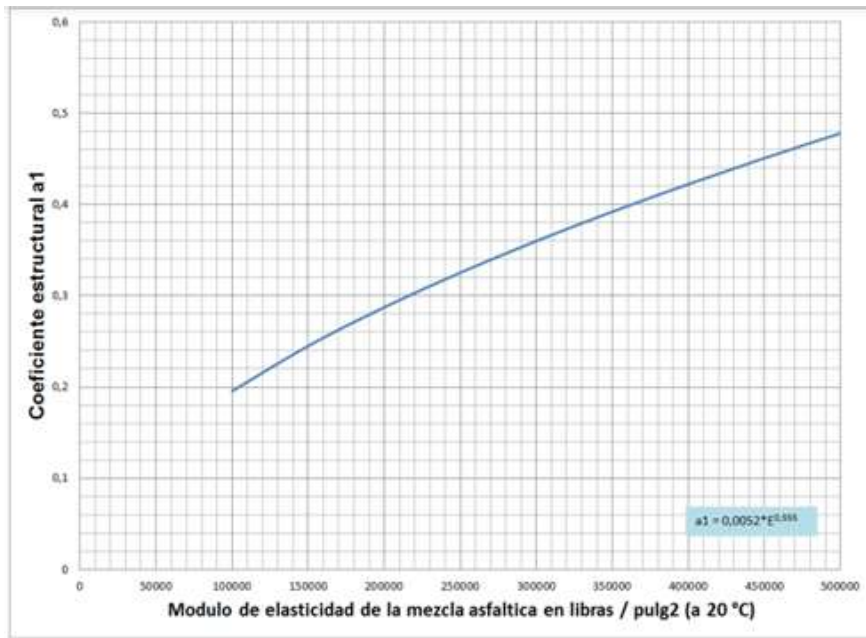
$$MR_{SUBRASANTE} = 3000 * (CBR)^{0.65}$$

Para materiales de sub-rasante con valores de  $CBR \geq 20,0\%$ , se deberán emplear otras formas de correlación, tal como la recomendada por la propia Guía de Diseño AASHTO 93.

- **Módulo resiliente para la sub-base, base y concreto asfáltico**

Se toman los valores de CBR de la base y sub-base según las especificaciones de la tabla 300.1 del artículo 300 – 07: disposiciones generales para la ejecución de afirmados, sub-bases granulares y bases granulares y estabilizadas 15 y se establece el módulo resiliente por medio de los siguientes ábacos.

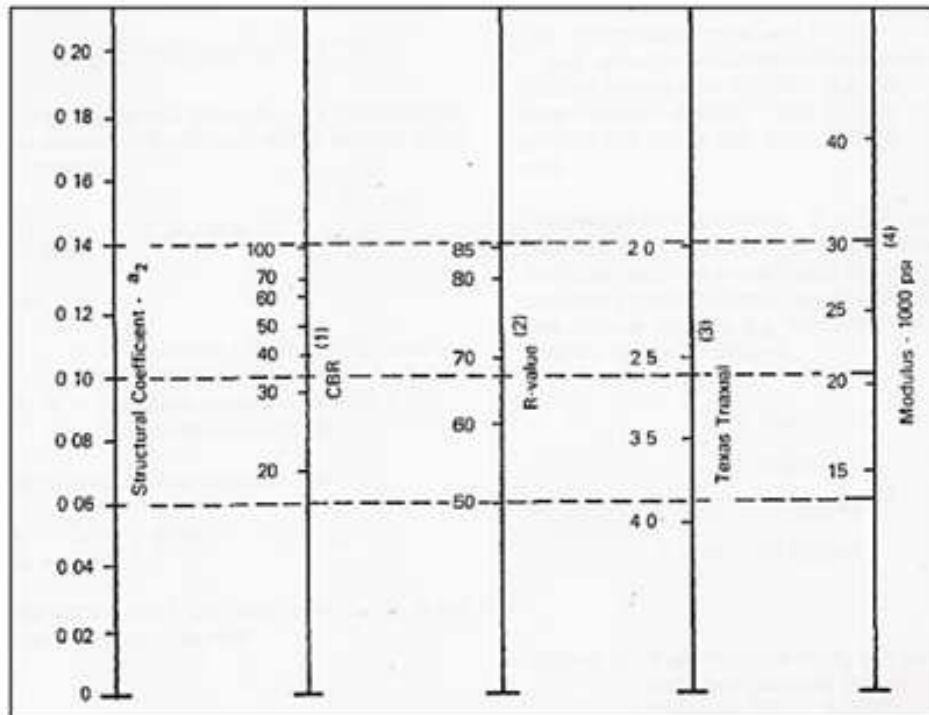
Figura N°2.5. Coeficiente estructural de la carpeta asfáltica ( $a_1$ )



Fuente: AASTHO 1993

Según la figura N°2.5. El coeficiente estructural de la carpeta asfáltica  $a_1$ , usado para el desarrollo de este ejercicio es 0.44,  $E = 450000$  Psi.

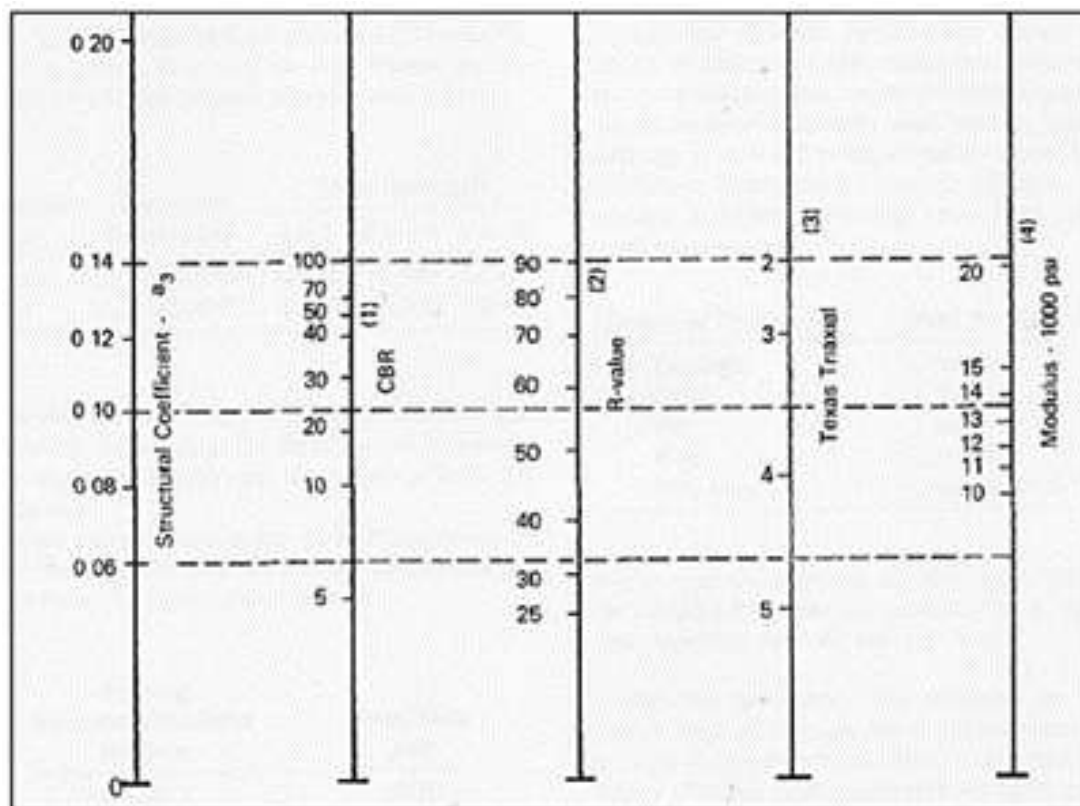
Figura N°2.6. El coeficiente estructural ( $a_2$ ), ábaco para  $M_r$  de la capa base



Fuente: AASTHO 1993

Según la figura N°2.6. El coeficiente estructural ( $a_2$ ) es 0.132, valor que se usó para los cálculos, con un CBR = 80 %.

Figura N°2.7. Coeficiente estructural ( $a_3$ ), ábaco para  $M_r$  de la subbase



Fuente: AASTHO 1993

Según la lectura de la figura N°2.7.  $a_3=0.107$ , valor que se usó para el desarrollo del ejercicio, con un CBR = 30 %.

- **Coeficientes estructurales ( $a_i$ )**

**Para materiales y/o mezclas de sub-base y bases no tratadas:**

Método de ensayo AASHTO T-274, el cual permite determinar el valor del módulo de elasticidad dinámico.

**Para mezcla asfáltica y suelo estabilizado:**

Métodos de ensayo ASTM D4123 ó ASTM C469, que permiten determinar el valor del módulo elástico.

No obstante, se puede usar una serie de ábacos, que se encuentran en AASTHO 1993.

Los valores promedio para los coeficientes estructurales son:

Mezcla asfáltica densa en caliente: 0.44 pulgadas

Base granular: 0.132 pulgadas

Subbase granular: 0.107 pulgadas

- **Drenaje**

El valor de este coeficiente depende de dos parámetros: la capacidad del drenaje, que se determina de acuerdo al tiempo que tarda el agua en ser evacuada del pavimento, y el porcentaje de tiempo durante el cual el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación, en el transcurso del año. Dicho porcentaje depende de la precipitación media anual y de las condiciones de drenaje, la AASTHO define cinco capacidades de drenaje, que se muestran en la siguiente tabla 2.14:

Tabla N°2.14. Capacidad de drenaje

Calidad del Drenaje	Tiempo que tarda el agua en ser Evacuada
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Malo	1 mes
Muy malo	Agua no drena

Fuente: AASTHO 1993

En la Tabla N°2.14. se observan los valores recomendados para  $m_2$  y  $m_3$  (bases y subbases sin estabilizar), en función de la calidad del drenaje presentan valores recomendados de  $m_2$  y  $m_3$  (bases y subbases sin estabilizar), en función de la calidad del drenaje y el porcentaje del tiempo a lo largo de un año, en el cual la estructura del pavimento pueda estar expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.

Tabla N°2.15. Coeficientes de drenaje ( $m_i$ ) recomendados

Calidad del drenaje	Porcentaje de tiempo en que la nueva estructura de pavimentos está expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación			
	Menos de 1 %	1 – 5 %	5 – 25 %	Más del 25 %
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.2
Buena	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1
Regular	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.8
Pobre	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.6
Deficiente	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.4

Fuente: AASTHO 1993

De acuerdo a la tabla anterior, tenemos que los valores de los coeficientes  $m_2$  y  $m_3$  equivalen a 1.00, una calidad de drenaje buena y el tiempo al cual está expuesta la estructura del pavimento a niveles de humedad próxima a la saturación es moderada.

- **Número estructural**

El diseño de pavimentos flexibles, se basa primordialmente en identificar un “número estructural (SN)” para el pavimento, que pueda soportar el nivel de carga solicitado. Para determinar el número estructural, el método se apoya en una ecuación que relaciona los coeficientes, con sus respectivos números estructurales, los cuales se calculan con ayuda de un software, (AASHTO 93) el cual requiere unos datos de entrada como son el número de ejes equivalentes, el rango de serviciabilidad, la confiabilidad y el módulo resiliente de la capa a analizar; esta ecuación se relaciona a continuación:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3$$

Donde:

a = Coeficiente estructural.

D = Espesor en pulgadas.

m = Coeficiente de drenaje

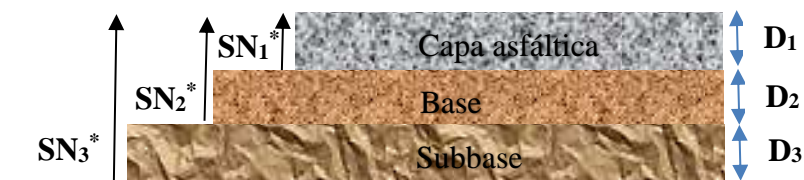
Tabla N°2.16. Espesores mínimos de concreto asfáltico y base granular

Número de ESALs	Concreto asfáltico	Base granular
Menos de 50,000	2.5 cm	10 cm
50,000 – 150,000	5.0 cm	10 cm
150,000 – 500,000	6.5 cm	10 cm
500,000 – 2,000,000	7.5 cm	15 cm
2,000,000 – 7,000,000	9.0 cm	15 cm
Más de 7,000,000	10.0 cm	15 cm

Fuente: AASTHO 1993

- **Espesores mínimos en función del número estructural (SN)**

Esta metodología se basa en el concepto de que las capas granulares no tratadas deben estar protegidas de tensiones verticales excesivas que les producirían deformaciones permanentes.



- **Espesor de la carpeta asfáltica**

$$D_1^* \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

Se corrige el número estructural de la carpeta asfáltica debido a la aproximación del espesor.

$$SN_1^* = a_1 * D_1^* > SN_1$$

- **Calculo del espesor de la base**

$$D_2^* = \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 * m_2}$$

Se corrige el número estructural.

$$SN_2^* = a_2 * D_2^* * m_2$$

$$SN_1^* + SN_2^* \geq SN_2$$

- **Calculo del espesor de la subbase**

$$D_3^* = \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 * m_3}$$

Se corrige el número estructural.

$$SN_3^* = a_3 * D_3^* * m_3$$

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* \geq SN_3$$

A continuación, se muestran todos los datos extraídos de tablas, ábacos encontrados en el documento.

Tabla N°2.17. Parámetros

Índice de servicio - inicial Po	<b>4.2</b>	para pavimento flexible	
Índice de servicio - terminal Pt	<b>2</b>	para caminos de menor tránsito	
Confiabilidad	<b>90</b>	(%)	
Zr	<b>-1.282</b>		
ΔPSI	<b>2.2</b>		
So	<b>0.45</b>		
Características de materiales por tablas			
Material	MR módulo resiliente (PSI)	Coficiente estructural (a)	Coficiente de drenaje (m)
Concreto asfáltico	450000	0.44	0
Base granular	28400	0.132	1
Sub base granular	14700	0.107	1

Fuente: Elaboración propia



## 2.5. DISEÑO MÉTODO RACIONAL

A diferencia de los métodos empíricos, los métodos analíticos tienen en cuenta como el estado de esfuerzo y deformación que experimentan las capas que conforman la estructura del pavimento influyen en el comportamiento del mismo. Para el cálculo de esfuerzos y deformaciones, se emplean programas de computador disponibles desde la década de los 60's. En estos programas se introducen la carga, la presión de contacto, las propiedades mecánicas de los materiales (por lo general el módulo elástico y la relación de Poisson) y el espesor de las capas del pavimento con el fin de obtener los estados de esfuerzos y deformación. Una vez calculados estos estados, se comparan con aquellos que admite el pavimento para la vida útil proyectada, y en un procedimiento de ensayo y error (aumentando o disminuyendo por lo general los espesores de capas) se dimensionan las capas que conformarán la estructura de pavimento.

### 2.5.1. Número de ejes equivalentes

El eje de referencia es un eje simple con ruedas gemelas cuya carga es de 8.2 ton. El número de ejes equivalente es función de los valores de los conteos del tránsito en el año de puesta en servicio de este, de la tasa de crecimiento durante la duración de vida, de la composición del tránsito.

#### Número total de ejes simples equivalentes (ESAL's)

Se calcula para el carril de diseño utilizando la siguiente ecuación:

$$ESAL's = TPDA * FC * Fd * Fc * TF * 365$$

#### Dónde:

*TPDA* = Tránsito promedio diario anual

*FC* = Factor de crecimiento

*Fd* = Factor de distribución direccional

*Fc* = Factor de distribución por carril

*TF* = Factor de camión

**ESAL's DISEÑO = 1262132**      ejes equivalentes de 18kips ó 8.2Ton

Se toma **N = 1262132** ejes equivalentes de 8.2Ton

### 2.5.2. Espesores

El método racional consiste en asumir unos espesores para cada una de las capas de la estructura del pavimento. Se toman los siguientes espesores para hacer el diseño.

Tabla N°2.18. Espesores de la capa estructural

N°	Subrasante	Cap. Asfáltica	Base	Subbase	Cap. Asfáltica	Base	Subbase
	CBR (%)	D <sub>1</sub> (pulg)	D <sub>2</sub> (pulg)	D <sub>3</sub> (pulg)	D <sub>1</sub> (cm)	D <sub>2</sub> (cm)	D <sub>3</sub> (cm)
1	5	3	6	12	8	15	32
2	6	3	6	10	8	15	27
3	7	3	6	9	8	15	22
4	8	3	6	8	8	15	20
5	10	3	6	6	8	15	16
6	11	3	6	6	8	15	15
7	12	3	6	6	8	15	15
8	13	3	6	6	8	15	15
9	14	3	6	6	8	15	15
10	18	3	6	6	8	15	15

Fuente: Elaboración propia

### 2.5.3. Módulo resiliente (E)

El módulo resiliente se obtiene mediante la siguiente ecuación:

- **Calculo del módulo resiliente de la sub-rasante a partir del C.B.R.**

Para materiales de sub-rasante con  $CBR \leq 7.2\%$ .

$$MR = 1500 * CBR$$

Para materiales de sub-rasante con  $7.2\% \leq CBR \leq 20.0\%$

$$MR = 3000 * (CBR)^{0.65}$$

- **Calculo del módulo resiliente de la sub-base a partir del módulo de la sub-rasante.**

$$E_n = E_{n+1} [1 + 7.18 * \log(h_n) - 1.56 * \log(E_{n+1}) * \log(h_n)]$$

**Donde:**

$E_{n+1}$  = Módulo resiliente de la sub-rasante (psi)

$h_n$  = Espesor de la sub-base (pulg)

- **Calculo del módulo resiliente de la base a partir del módulo de la sub-base.**

$$E_n = E_{n+1} [1 + 10.52 \log(h_n) - 2.1 \log(E_{n+1}) \log(h_n)]$$

**Donde:**

$E_{n+1}$  = Módulo resiliente de la sub-base (psi)

$h_n$  = Espesor de la base (pulg)

- **Módulo resiliente de la capa asfáltica.**

Módulo elástico del concreto asfáltico a 20°C (68°F) = 3100 MPa.

$$MR = 450000 \text{ Psi}$$

#### 2.5.4. Criterios fundamentales para el diseño de un pavimento.

##### a) Control de fatiga

Para controlar la fatiga en la capa asfáltica ante las cargas de tránsito.

$$\epsilon_{tadm} \geq \epsilon_t$$

**Donde:**

$\epsilon_t$  = Deformación radial de tracción en la capa bituminosa.

$\epsilon_{tadm}$  = Deformación radial de tracción admisible

##### b) Control de la deformación o ahuellamiento

Para controlar el ahuellamiento y las deformaciones en el pavimento (daños estructurales).

$$\epsilon_{zadm} \geq \epsilon_z$$

**Donde:**

$\epsilon_z$  = Deformación vertical de compresión en la subrasante

$\epsilon_{zadm}$  = Deformación vertical de compresión admisible

##### c) Control de esfuerzo

Para controlar el esfuerzo de compresión sobre la subrasante

$$\sigma_{zadm} \geq \sigma_z$$

**Donde:**

$\sigma_z$  = Esfuerzo vertical de compresión sobre la subrasante

$\sigma_{zadm}$  = Esfuerzo vertical de compresión admisible

#### d) Control de deflexión

Para controlar las deflexiones y las deformaciones

$$\Delta_{zadm} \geq \Delta_z$$

**Donde:**

$\Delta_z$  = Deflexión vertical de compresión en la subrasante

$\Delta_{zadm}$  = Deflexión vertical de compresión admisible

#### 2.5.5. Esfuerzos admisibles

- **Deformación específica por tracción**

Es la que se produce en la parte inferior de las capas asfálticas y no debe ser mayor que la admisible, ya que se produciría el fisuramiento o el agrietamiento de la capa asfáltica. La ley de fatiga para la deformación radial admisible en la base de la carpeta asfáltica es la siguiente expresión por el método Instituto de Asfaltó.

$$N = 0.0796 * \epsilon_{tadm}^{-3.291} * E_{CA}^{-0.854}$$

**Donde:**

$\epsilon_{tadm}$  = Deformación de tracción admisible de la capa asfáltica.

N = Transito de diseño expresado en ejes equivalentes de 80 KN en el carril de diseño.

$E_{AC}$  = Módulo resiliente de la carpeta asfáltica (kg/cm<sup>2</sup>)

- **Deformación específica por compresión**

La deformación vertical por compresión en la subrasante  $\epsilon_z$  no puede superar los rangos admisibles, pues se producirían deformaciones permanentes en el suelo de fundación y en toda la estructura del pavimento. Ley de fatiga para la deformación vertical admisible en la subrasante es la siguiente expresión por el método Instituto de Asfaltó.

$$N = 0.0000000136 * \epsilon_{zadm}^{-4.477}$$

**Donde:**

$\epsilon_{zadm}$  = Deformación de compresión admisible sobre la subrasante.

N = Transito de diseño expresado en ejes equivalentes de 80 KN en el carril de diseño.

- **Esfuerzo de compresión**

Ley de fatiga utilizada, normalmente se toma el promedio entre el criterio de Kerhoven y Dormon. Esfuerzo vertical admisible en la subrasante.

$$\sigma_{Zadm} = 0.007 * \frac{E_{SR}}{1 + 0.7 * \log(N)}$$

**Donde:**

$\sigma_{Zadm}$ = Esfuerzo vertical admisible de compresión sobre la subrasante (kg/cm<sup>2</sup>)

N= Transito de diseño expresado en ejes equivalentes de 80 KN en el carril de diseño.

$E_{SR}$ = Módulo resiliente de la subrasante (kg/cm<sup>2</sup>)

- **Deflexión vertical admisible en la superficie**

Este criterio permite evaluar el estado de la estructura de un pavimento en función del tráfico que puede soportar antes de alcanzar la falla. Ley de fatiga en el comportamiento a la deflexión admisible de la estructura de pavimento es la siguiente expresión por el método Instituto de Asfaltó.

$$\Delta_{Zadm} = 25.64 * N^{-0.2383}$$

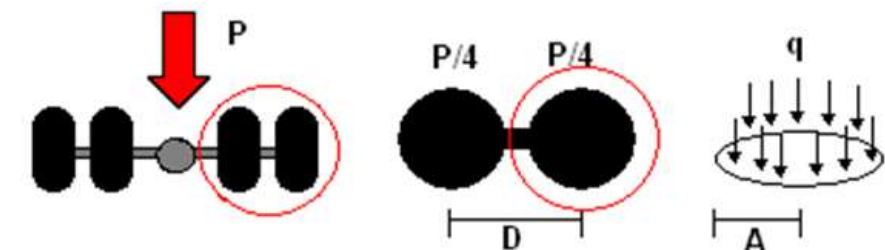
**Donde:**

$\Delta_{Zadm}$ = Deflexión vertical admisible en la superficie (mm).

N= Transito de diseño expresado en ejes equivalentes de 80 KN en el carril de diseño.

### 2.5.6. Carga en la superficie del pavimento

Teniendo en cuenta que el eje de referencia es de 8.2 ton, cada semi-eje está compuesto por un eje de ruedas gemelas representado por dos cargas que ejercen una presión uniformemente repartida de 5.594 (kgf/cm<sup>2</sup>) sobre dos discos de 10.8 cm de radio y con una separación entre ejes de 32.4 cm.



### 2.5.7. Relación de Poisson

El coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) es un parámetro característico de cada material que indica la relación entre las deformaciones longitudinales que sufre el material en sentido perpendicular a la fuerza aplicada y las deformaciones longitudinales en dirección de la fuerza aplicada sobre el mismo.

Para la caracterización de las capas de las estructuras se tiene:

Tabla N° 2.19. Mezclas Asfálticas

Temperatura de la capa asfáltica (°C)	Relación de Poisson
< 5	0.15 – 0.20
5 – 21	0.20 – 0.30
21 – 37	0.30 – 0.40
37 – 54	0.40 – 0.48
> 54	0.45 – 0.48

Fuente: Luis Ricardo Vásquez Varela, M.Sc. 2018

Temperatura de la capa asfáltica es 20 °C

Tabla N° 2.20. Relación de Poisson

Material	Relación de Poisson
Suelo cal	0.15 – 0.20
Estabilizado con cal y ceniza volante	0.10 – 0.15
Estabilización de granulares con cemento	0.10 – 0.20
Estabilización de finos con cemento	0.15 – 0.35
Bases y subbases granulares	0.30 – 0.35
Subrasante de suelo fino	0.40
Subrasante de suelo granular	0.30

Fuente: Luis Ricardo Vásquez Varela, M.Sc. 2018

En materiales granulares, generalmente se asume una relación de poisson de 0.35.

se tienen los siguientes valores normalmente empleados en el diseño racional de pavimentos.

Tabla N° 2.21. Relación de Poisson

Material	Relación de Poisson ( $\nu$ )
Carpeta Asfáltica	0.35
Capa Base	0.35
Capa Subbase	0.35
Capa Subrasante	0.40

Fuente: Luis Ricardo Vásquez Varela, M.Sc. 2018

### 2.5.8. Aplicación de diseño de pavimento flexible por método RACIONAL

Para este ejemplo aplicativo se tienen algunos valores iniciales, como lo que corresponde a un estudio de tránsito.

Tabla N°2.22. Parámetros de diseño

<b>N=</b>	1262132	Número de ejes equivalentes
<b>Tmix=</b>	20	(°C)Temperatura de la capa asfáltica
<b>v=</b>	0.35	Relación de poisson para la capa asfáltica
<b>v =</b>	0.35	Relación de poisson para la capa base y sub-base
<b>v=</b>	0.40	Relación de poisson para la capa sub-rasante
<b>A=</b>	10.8	Radio de contacto (cm)
<b>q=</b>	5.594	Presión de contacto (Kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>D=</b>	32.4	Distancia de contacto (cm)

Fuente: Elaboración propia

- **Manejo del software Depav diseño método racional de pavimento**

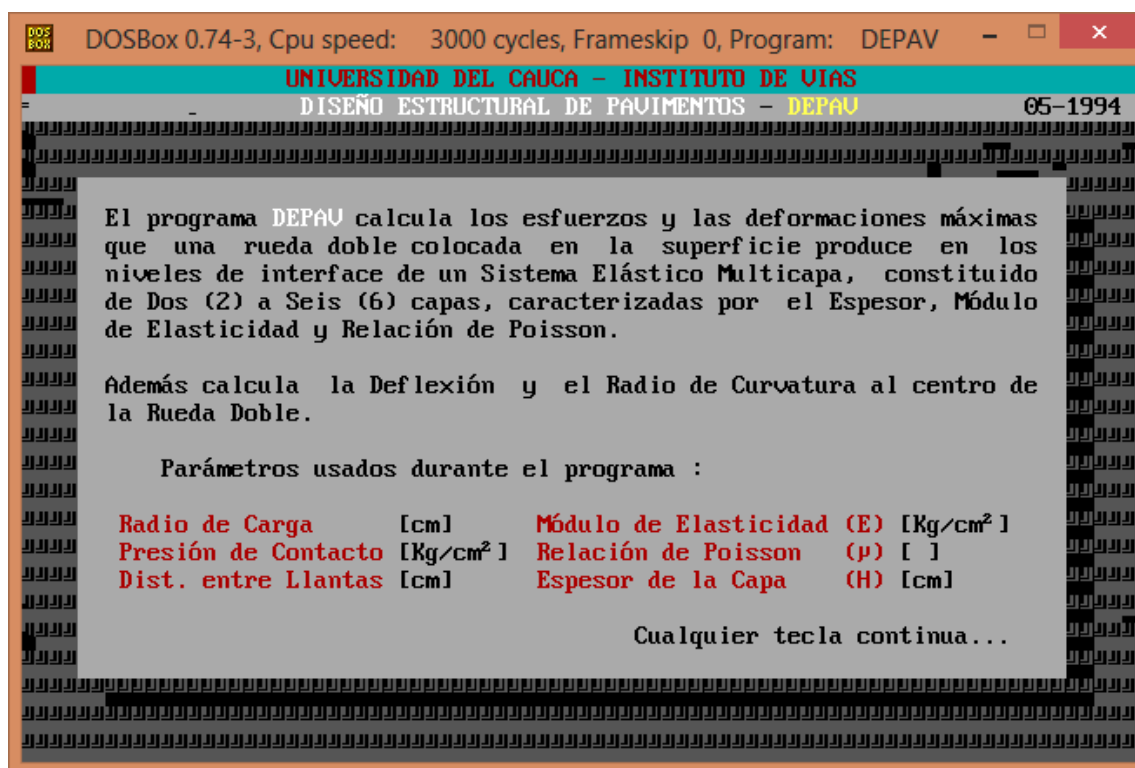
Para el desarrollo del diseño de pavimentos por el método racional, se cuenta con un software que calcula los esfuerzos y deformaciones.

Figura N°2.8. Acceso e inició a DEPAV



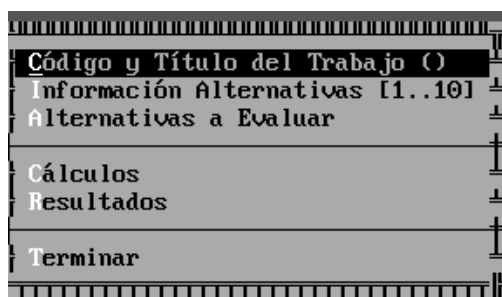
Fuente: Ing. Alfonso Miguelito Valencia, Carlos Alberto Benavides y Efrain de J. Solano Fajardo

Figura N°2.9. Definición y parámetros necesarios para DEPAV.



Fuente: Ing. Alfonso Miguelito Valencia, Carlos Alberto Benavides y Efrain de J. Solano Fajardo

Figura N°2.10. Menú de cascada (opciones) DEPAV.



Fuente: Ing. Alfonso Miguelito Valencia, Carlos Alberto Benavides y Efrain de J. Solano Fajardo

- **Código y título del trabajo**

Donde se define un numero cualquiera, con el que se identifica el diseño y se podrá acceder el cuándo sea requerido.

**Código y Título del Trabajo ()**



Al aceptar en esta opción con “enter” el programa pide que se digite código y título del trabajo con el fin de darle una identificación, se acepta nuevamente con “enter”

Código	0001
Título del Trabajo	Muestra 1

- **Información alternativa**

Donde se introducen los datos e información de todo el diseño.

Información Alternativas [1..10]

De esta opción se despliega un cuadro donde pide definir que numero de alternativa se va a editar, se elige con “enter” o se desplaza con las teclas de dirección.

1 <sup>a</sup>	
2 <sup>a</sup>	
3 <sup>a</sup>	
4 <sup>a</sup>	
5 <sup>a</sup>	
6 <sup>a</sup>	
7 <sup>a</sup>	
8 <sup>a</sup>	
9 <sup>a</sup>	
10 <sup>a</sup>	

Posteriormente el programa pide introducir la información pertinente al diseño que se desea calcular.

Número de Capas [2..6]				
Radio de Carga [cm]				
Presión de Contacto [Kg/cm <sup>2</sup> ]				
Distancia Entre Ejes de Llantas [cm]				
Capas	E [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\mu$ [ ]	H [cm]	Ligada ó No
1 <sup>a</sup>				
2 <sup>a</sup>				
3 <sup>a</sup>				
4 <sup>a</sup>				
5 <sup>a</sup>				
6 <sup>a</sup>				

- **Alternativas a evaluar**

En esta opción se activan las alternativas introducidas que se deseen analizar, o en el caso contrario se pueden desactivar de la misma opción, configurando una “s” en caso positivo o “n” para no analizar la alternativa.



Al aceptar en esta opción se despliega estas opciones que identifican a la izquierda el número de alternativa y a la derecha si se activa o no para ser analizado.

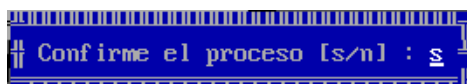
	S/N
1ª	S
2ª	N
3ª	N
4ª	N
5ª	N
6ª	N
7ª	N
8ª	N
9ª	N
10ª	N

- **Cálculo, Resultados, Terminar**

Son las opciones que como su mismo nombre lo indica se usan para iniciar el cálculo, visualizar los resultados o salir del programa.



Al confirmar en cálculos se despliega esta opción donde se continua con el proceso de cálculo con “s” o se detiene con “n”



Para resultados se despliega la opción para escoger la alternativa de la que se desee observar sus resultados.

**CAPÍTULO III**  
**RELEVAMIENTO DE INFORMACIÓN**

## CAPÍTULO III

### RELEVAMIENTO DE INFORMACIÓN

#### 3.1. UBICACIÓN

Las zonas de estudio se encuentran ubicados: en el barrio torrecillas, zona de la Nueva Terminal y en la Comunidad de Yesera Norte de nuestro departamento de Tarija, se obtuvo el suelo con las características necesarias para este trabajo de investigación.

Figura N° 3.1. Imagen satelital de la zona de extracción



Fuente: Google Earth.

La extracción del material se obtuvo del barrio torrecillas, zona la Nueva Terminal, se encuentra ubicado en las siguientes coordenadas:

Coordenadas Geográficas

Longitud: 64°40'19.40" W

Latitud: 21°33'36.20" S

Coordenadas U.T.M.:

UTM Oeste X: 326856.54

UTM Sur Y: 7614908.29

Zona: 20

Figura N° 3.2. Imagen satelital de la zona de extracción



Fuente: Google Earth.

La extracción del material se obtuvo de la Comunidad de Yesera Norte, se encuentra ubicado en las siguientes coordenadas:

Coordenadas Geográficas:

Longitud :64°33'16.80" W

Latitud:21°21'29.20" S

Coordenadas U.T.M.:

UTM Oeste X :338792.59

UTM Sur Y :7637391.53

Zona:20

### 3.2. MUESTREO DE MATERIALES

Para la elaboración del proyecto se empleó dos tipos de suelo, suelo arcilloso y suelo granular.

Para elegir la primera muestra de suelo, se tomó en cuenta que fuera un suelo cohesivo, como es la arcilla fina con un comportamiento plástico y expansivo, la muestra de suelo fue extraída de una sub-rasante natural del barrio torrecillas, zona de la Nueva Terminal.

Para elegir la segunda muestra de suelo, se tuvo en cuenta que fuera un suelo no cohesivo, como los suelos granulares, la muestra de suelo fue extraída de un banco de materiales, que se encuentra en la comunidad de Yesera Norte.

### **3.2.1. Muestreo de material de la subrasante natural del barrio torrecillas, zona de la Nueva Terminal**

Para este muestreo se procedió a la toma directa del material debido a que en la zona se encontraba excavado y amontonado en un costado y estaba libre de materia orgánica, las muestras tomadas se las colocaron en bolsa plástica para la caracterización del mismo y especialmente para evitar la pérdida de humedad natural del suelo y saquillos para los ensayos de estabilización debido a que se trabajará con muestras secas. En las siguientes figuras se observa la zona de extracción de las muestras de campo.

Figura N° 3.3. Zona de extracción



Fuente: Elaboración propia

### **3.2.2. Muestreo de material del suelo de mejoramiento de la Comunidad de Yesera Norte**

El muestreo consistió en recoger el material debido a que estaba removido y excavado por maquinaria, luego se procedió a recoger el material, se colocaron en bolsa plástica para la caracterización del mismo y especialmente para evitar la pérdida de humedad natural del suelo y saquillos para los ensayos de estabilización debido a que se trabajará

con muestras secas. En las siguientes figuras se observa la zona de extracción de las muestras de campo.

Figura N° 3.4. Zona de extracción



Fuente: Elaboración propia

### **3.3. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DE LA SUBRASANTE NATURAL DEL BARRIO TORRECILLAS, ZONA DE LA NUEVA TERMINAL**

#### **3.3.1. Contenido de humedad in situ**

Al momento de realizar la extracción de la muestra, se separó una pequeña muestra para realizar el contenido de humedad del suelo, esta muestra se colocó en una bolsa plástica herméticamente cerrada para evitar la pérdida de humedad.

El ensayo de contenido de agua (humedad) de suelo, se realizó de acuerdo a la norma ASTM D2216

Figura N° 3.5. Taras con muestras de suelo para el contenido de humedad



Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 3.1. Contenido de humedad in situ suelo N°1 muestra 1

<b>Humedad natural</b>			
<b>Cápsula</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Peso de suelo húmedo + cápsula	87.00	104.60	102.80
Peso de suelo seco + cápsula	84.60	101.40	99.60
Peso de cápsula	19.40	18.60	18.40
Peso de suelo seco	65.20	82.80	81.20
Peso del agua	2.40	3.20	3.20
Contenido de humedad	3.68	3.86	3.94
<b>Promedio</b>	<b>3.83</b>		

Fuente: Elaboración propia

**Nota:** Los siguientes resultados se encuentran en anexos.

Tabla N° 3.2. Resumen de resultados del contenido de humedad in situ suelo N°1

<b>Número</b>	<b>Muestra 1</b>	<b>Muestra 2</b>	<b>Muestra 3</b>
1	3.68	3.76	3.79
2	3.86	3.87	3.76
3	3.94	3.71	3.72
<b>Promedio</b>	3.83	3.78	3.75
<b>promedio</b>	3.79		

Fuente: Elaboración propia

**3.3.2. Análisis granulométrico por tamizado**

La prueba de granulometría sirve para determinar el porcentaje en peso de las partículas de diferentes tamaños, teniendo una visión de la distribución del tamaño de los granos presentes en un suelo. El ensayo de análisis granulométrico por tamizado se realizó mediante el método del lavado en el cual se pesa 1000 gr como peso total, se procede a realizar el lavado por la malla número 200 de acuerdo a la (ASTM D422; AASHTO T88), (Ver Figura N°3.6.). Después que el suelo está seco se pesa y se procede al tamizado por la malla N° 40 y 200, desde arriba hacia abajo. El primer tamiz, es el de mayor tamaño y es donde inicia el tamizado. Se tapa con el fin de evitar pérdidas de finos; el último tamiz está abajo y descansa sobre un recipiente (base) de forma igual a uno de los tamices, y recibe el material más fino no retenido por ningún tamiz.

Luego proceder a realizar el pesaje del material retenido en cada malla. (Ver Figura N°3.7.).



Figura N° 3.6. Lavado el suelo por la malla N° 200



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 3.7. Tamizado lo que queda en la malla N°200



Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 3.3. Análisis granulométrico del suelo N°1 muestra 1

Peso total (gr.)			553.1609195	A.S.T.M.	
Tamices	Tamaño	Peso ret.	Ret. acum	% Ret	% Que pasa del total
	(mm)	(gr)	(gr)		
3"	75	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.50	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.50	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.50	0.00	0.00	0.00	100.00
N°4	4.75	0.00	0.00	0.00	100.00
N°10	2.00	0.00	0.00	0.00	100.00
N°40	0.425	6.20	6.20	1.12	98.88
N°200	0.075	66.80	73.00	13.20	86.80

Fuente: Elaboración propia

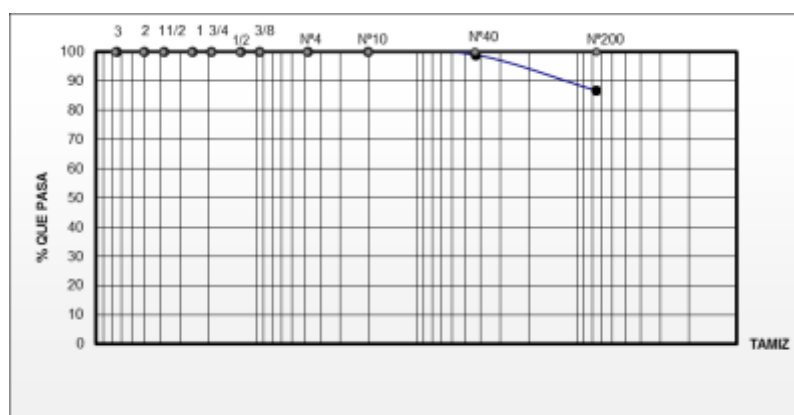
**Nota:** Los siguientes resultados se encuentran en anexos.

Tabla N° 3.4. Resumen de resultados del análisis granulométrico del suelo N°1

Tamices	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
	% que pasa del total	% que pasa del total	% que pasa del total
3"	100.00	100.00	100.00
2"	100.00	100.00	100.00
1 1/2"	100.00	100.00	100.00
1"	100.00	100.00	100.00
3/4"	100.00	100.00	100.00
1/2"	100.00	100.00	100.00
3/8"	100.00	100.00	100.00
N°4	100.00	100.00	100.00
N° 10	100.00	100.00	100.00
N° 40	98.88	98.82	98.92
N° 200	86.80	86.98	86.69

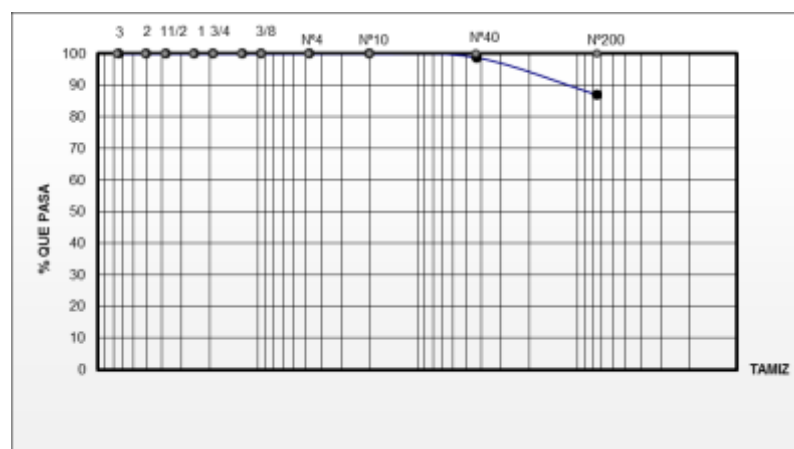
Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 3.1. Distribución granulométrica del suelo N°1 – muestra 1



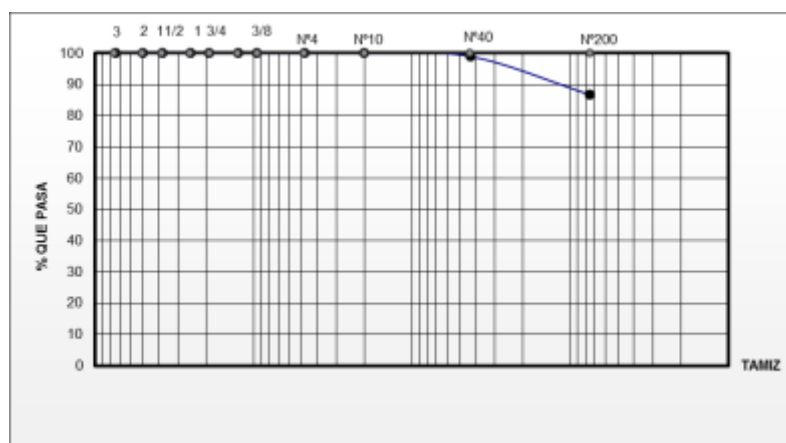
Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 3.2. Distribución granulométrica del suelo N°1 – muestra 2



Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.3. Distribución granulométrica del suelo N°1 – muestra 3



Fuente: Elaboración propia

### 3.3.3. Límite de Atterberg (ASTM D4318; AASHTO T90-T89)

#### 3.3.3.1. Límite líquido

Se determina mediante el método de la cuchara de casa grande (ASTM D4318; AASHTO T89). El ensayo se basa en la determinación de la cantidad de agua mínima que se puede contener en una pasta formado de más o menos 100 gr de suelo seco que haya pasado el tamiz N°40. Para ello, se coloca sobre el mencionado artefacto y se acciona el mecanismo de este, contándose el número de golpes necesario para cerrar un surco (realizado previamente con un ranurador normalizado) en una longitud alrededor de 12 mm. El ensayo se dará por válido cuando se obtengan determinaciones entre 15-25; 25-30; 30-35; 35-40 golpes. La humedad correspondiente al límite líquido será la correspondiente a 25 golpes, y se determinará interpolando en una gráfica normalizada las cuatro determinaciones obtenidas experimentalmente.

Figura N° 3.8. Equipo de Casagrande para el límite líquido.



Fuente: Elaboración propia

### 3.3.3.2. Límite plástico (ASTM D4318; AASHTO T89).

Se determina en base de la menor humedad de un suelo que permite realizar con el cilindro de 3 mm de diámetro que presenten fisuras sin que se desmoronen, realizándose 4 determinaciones y hallando la media. Este ensayo se realiza con aproximadamente 200 gr. de muestra seca y filtrada a través del tamiz N°40, como en el caso anterior.

A la diferencia entre ambos límites se denomina “índice de plasticidad” (IP), y da una idea del grado de plasticidad que presenta el suelo; un suelo muy plástico tendrá un alto índice de plasticidad.

Figura N° 3.9. Límite plástico de la muestra de arcilla.



Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 3.5. Límite de Atterberg del suelo N°1 muestra 1

**Determinación de límite líquido**

Capsula N°	1	2	3	4
N° de golpes	20	25	30	37
Suelo húmedo + cápsula	40.20	43.20	46.20	43.40
Suelo seco + cápsula	33.20	36.00	38.60	37.00
Peso del agua	7.00	7.20	7.60	6.40
Peso de la cápsula	12.60	12.60	12.60	12.60
Peso suelo seco	20.60	23.40	26.00	24.40
Porcentaje de humedad	33.98	30.77	29.23	26.23

**Determinación de límite plástico**

<b>f</b>	12.26	70.607
----------	-------	--------

Cápsula	1	2	3
Peso de suelo húmedo + cápsula	24.00	22.80	24.00
Peso de suelo seco + cápsula	23.30	22.30	23.40
Peso de cápsula	18.00	18.40	18.80
Peso de suelo seco	5.30	3.90	4.60
Peso del agua	0.70	0.50	0.60
Contenido de humedad	13.21	12.82	13.04

Límite líquido (LL)	<b>31</b>
Límite plástico (LP)	<b>13</b>
Índice de plasticidad (IP)	<b>18</b>
Índice de grupo (IG)	<b>11</b>

Fuente: Elaboración propia

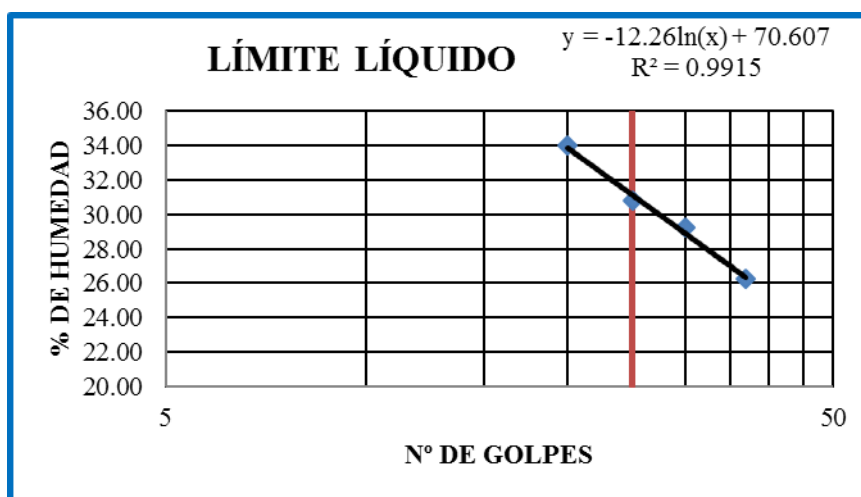
**Nota:** Los siguientes resultados se encuentran en anexos.

Tabla N° 3.6. Resumen de resultados de los límites de Atterberg suelo N°1

Muestra N°	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)	Índice de grupo
1	31	13	18	11
2	31	15	16	10
3	29	13	15	10

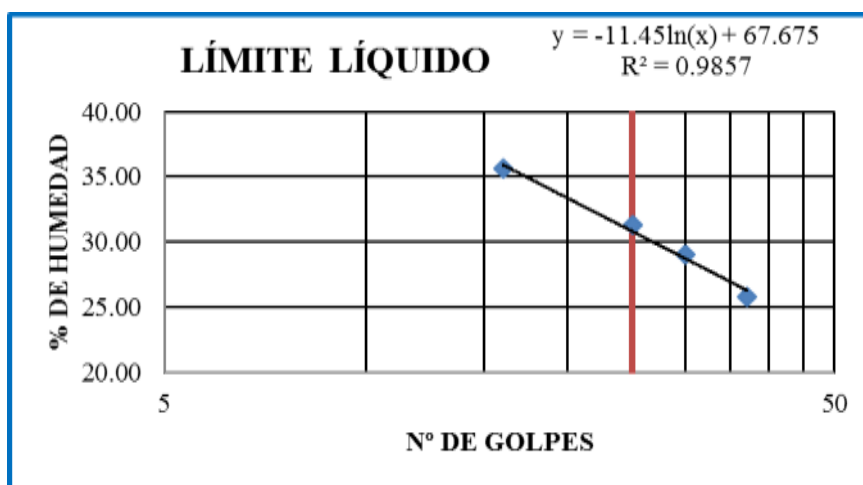
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.4. Límite líquido suelo N°1 – muestra 1



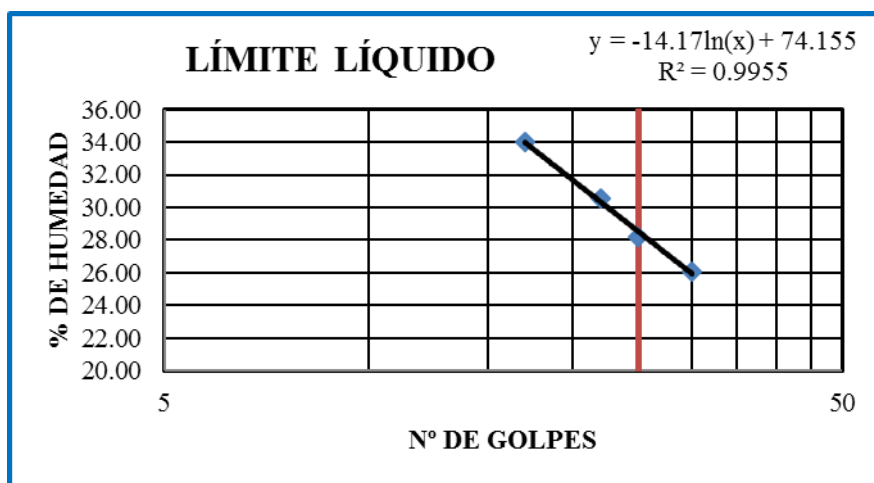
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.5. Límite líquido suelo N°1 – muestra 2



Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.6. Límite líquido suelo N°1 – muestra 3



Fuente: Elaboración propia

### 3.3.4. Compactación (AASHTO T-180; ASTM D1557)

El ensayo de proctor se realizó por el método de la norma (AASHTO T-180; ASTM D1557) modificado y permite conocer el grado de humedad de un suelo para alcanzar una densidad máxima aplicando una energía de compactación determinada, para este caso se utilizó por el tipo de material el método A.

El agua, al actuar como lubricante de las partículas de un suelo facilita la compactación de un suelo seco y encontrar la humedad óptima para alcanzar una densidad máxima seca con una misma energía de comparación. La prueba es importante para controlar la calidad de los procesos de compactación que se les dan a las capas de sub-rasantes El

procedimiento de ensayo consiste en apisonar en 5 capas consecutivas una cantidad aproximadamente de 3 kg de suelo previamente tamizada por el tamiz N°4 y dividida por cuarteo en 5 partes aproximadamente iguales. La muestra se humecta y se introduce en un molde metálico de dimensiones normalizadas (941.6 cm<sup>3</sup>).

Para llevar a cabo el apisonado se emplea un pistón también normalizado, de forma que su peso y altura de caída no varíen, lo que asegura una energía de compactación constante. La normativa estipula una cantidad de 25 golpes con el pistón por cada capa de suelo. Se realizan alrededor de 5 determinaciones con diferente grado de humedad construyendo la curva “humedad-densidad seca”.

Figura N° 3.10. Ensayo de compactación.



Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 3.7. Ensayo de compactación del suelo N°1 muestra 1

N° de capas	5	5	5	5	5
N° de golpes por capa	25	25	25	25	25
Peso suelo húmedo + molde	5731.80	5816.40	5916.40	6078.40	6000
Peso del molde	4178.80	4178.80	4178.80	4178.80	4178.80
Peso suelo húmedo	1553	1637.60	1737.60	1899.60	1821.20
Volumen de la muestra	941.60	941.60	941.60	941.60	941.60
Densidad suelo húmedo (gr/cm <sup>3</sup> )	1.65	1.74	1.85	2.02	1.93
Cápsula N°	1	2	3	4	5
Peso suelo húmedo + capsula	112.20	111.40	131.20	126.60	156.80
Peso suelo seco + cápsula	107.20	104.40	120	106.80	129.00
Peso del agua	5	7	11.20	19.80	27.80
Peso de la cápsula	11.60	12.60	12.60	13.00	20.40
Peso suelo seco	95.60	91.80	107.40	93.80	108.60
Contenido de humedad (%h)	5.23	7.63	10.43	21.11	25.60
Densidad suelo seco (gr/cm <sup>3</sup> )	1.57	1.62	1.67	1.67	1.54

Fuente: Elaboración propia

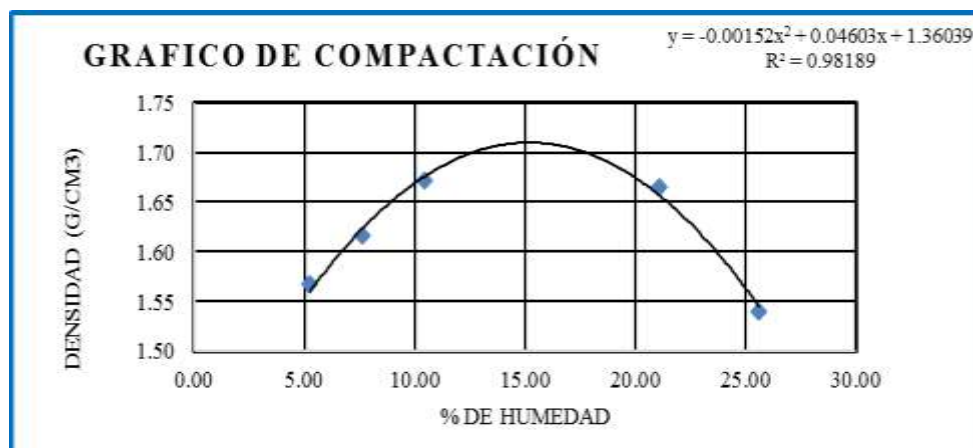
**Nota:** Los siguientes resultados se encuentran en anexos.

Tabla N° 3.8. Resumen de resultados de los ensayos de compactación del suelo N°1

Muestra N°	Humedad óptima (%)	Densidad máxima (gr/cm <sup>3</sup> )
1	15.14	1.71
2	15.12	1.73
3	15.00	1.70

Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.7. Curva de compactación suelo N°1 – muestra 1



Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 1.71 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad óptima = 15.14 %



Grafico N° 3.8. Curva de compactación suelo N°1 – muestra 2

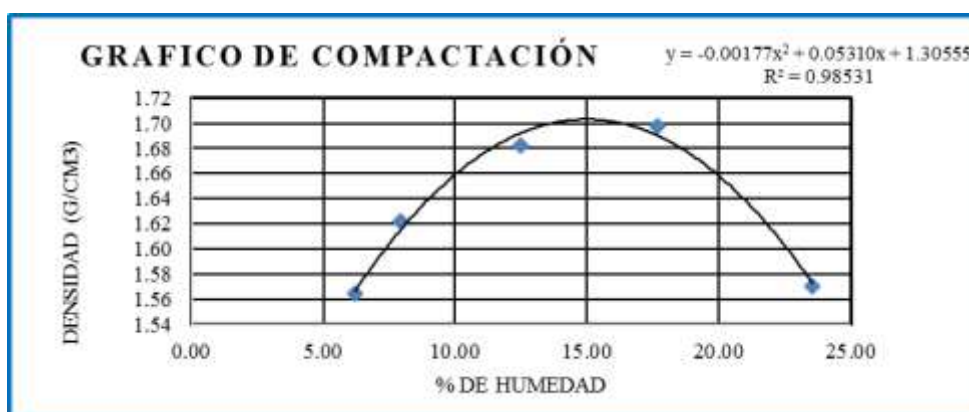


Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 1.73 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad optima = 15.12 %

Grafico N° 3.9: Curva de compactación suelo N°1 – muestra 3



Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 1.70 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad optima = 15.00 %

### 3.3.5. Relación de soporte de california C.B.R. (ASTM D 1883; AASHTO T-193)

El ensayo C.B.R. se realizó de acuerdo a la norma AASHTO T-193, para obtener la resistencia del suelo, y así evaluar la capacidad de soporte del suelo en la capa de sub-rasante.

Para la obtención de los diferentes C.B.R. se efectuaron tres moldes con distinta energía de compactación; la primera con 12 golpes, la segunda con 25 golpes y la tercera, con 56 golpes por cada ensayo de C.B.R.

Las muestras elaboradas bajo estos procedimientos, se sometieron a un proceso de inmersión en agua para simular las condiciones de saturación a las cuales podrían estar sometidos los suelos como es la sub-rasante de una carretera, y en esta forma, obtener los C.B.R de los suelos bajo las condiciones más críticas ; esto durante un período mínimo de 96 horas donde se colocan pesas sobre las mismas, con el objeto de simular las cargas tanto vehiculares, como de la estructura de pavimento y por otro lado determinar su expansión efectuando 4 lecturas empleando un extensómetro debidamente calibrado.

El ensayo de penetración se basa en la aplicación de una presión a una velocidad normalizada creciente efectuada mediante la prensa a la que va acopiada un pistón de sección anular sobre la muestra de suelo compactado con la humedad óptima.

Luego de realizar el ensayo de penetración se procede a sacar humedades de cada molde del fondo, superficie y 2'' de superficie para determinar sus densidades.

A continuación, se gráfica el proceso del ensayo de C.B.R.

Figura N° 3.11. Proceso de inmersión y penetración del ensayo de C.B.R.



Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 3.9. Ensayo de C.B.R. del suelo N°1 muestra 1

Contenido de humedad y peso unitario									
N° capas	5			5			5		
N° golpes por capa	12			25			56		
Condición de muestra	Antes de mojarse		D. de M	Antes de mojarse		D. de M	Antes de mojarse		D. de M
Peso muestra húm.+molde	11870		12250	10365		10650	11600		11790
Peso molde	7916		7925	6170.60		6178	7184.10		7194
Peso muestra húmeda	3954		4325	4194.40		4472	4415.90		4596
Volumen de la muestra	2032		2032	2032		2032	2032		2032
Peso unit. muestra húm.	1.95		2.13	2.06		2.20	2.17		2.26
Muestra de humedad	Fondo	Superf.	2° sup.	Fondo	Superf.	2° sup.	Fondo	Superf.	2° sup.
Tara N°	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Peso muestra húm + tara	129.80	147.40	154.80	106.20	118.30	110.30	136.40	109.20	107.60
Peso muestra seca + tara	110.60	118.70	130	89.20	96.30	94.50	106	91.10	94.70
Peso del agua	19.20	28.70	24.80	17	22	15.80	30.40	18.10	12.90
Peso de tara	18.10	17.90	20.90	12.50	12.70	12.70	12.70	13.80	12.80
Peso de la muestra seca	92.50	100.80	109.10	76.70	83.60	81.80	93.30	77.30	81.90
Contenido humedad %	20.76	28.47	22.73	22.16	26.32	19.32	32.58	23.42	15.75
Promedio cont. humedad	24.61		22.73	24.24		19.32	28.00		15.75
Peso unit.muestra seca	1.56		1.73	1.66		1.85	1.70		1.95

## Expansión

Fecha	Hora	Tiempo en días	Molde N° 1			Molde N° 2			Molde N° 3		
			Lect. extens.	Expansión		Lect. extens.	Expansión		Lect. extens.	Expansión	
				cm.	%		cm.	%		cm.	%
17-oct	18:22	1	0.05	0.01	0	0.12	0.01	0	0.08	0.01	0
18-oct	18:22	2	0.18	0.02	0.07	0.25	0.03	0.07	0.24	0.02	0.09
19-oct	18:22	3	0.18	0.02	0.07	0.26	0.03	0.08	0.24	0.02	0.09
22-oct	08:00	4	0.18	0.02	0.07	0.26	0.03	0.09	0.24	0.02	0.09

## C.B.R.

Penetración		carga normal	Molde N° 1				Molde N° 2				Molde N° 3			
Pulg.	mm		Carga ensayo		C.B.R. Correg		Carga ensayo		C.B.R. Correg		Carga ensayo		C.B.R. Correg	
		Kg	Kg	Kg/cm2	Kg	%	Kg	Kg/cm2	Kg	%	Kg	Kg/cm2	Kg	%
0	0		0.0	0			0.0	0			0.0	0		
0.025	0.63		56.09	2.90			57.24	2.96			57.93	2.99		
0.05	1.27		57.47	2.97			61.84	3.20			62.76	3.24		
0.075	1.9		58.39	3.02			66.21	3.42			68.97	3.56		
0.1	2.54	1360	59.54	3.08		<b>4.38</b>	69.20	3.58		<b>5.09</b>	73.10	3.78		<b>5.38</b>
0.2	5.08	2040	66.67	3.44		<b>3.27</b>	85.06	4.39		<b>4.17</b>	105.75	5.46		<b>5.18</b>
0.3	7.62		74.71	3.86			104.60	5.40			147.13	7.60		
0.4	10.16		80.46	4.16			114.94	5.94			174.72	9.03		
0.5	12.7		86.21	4.45			124.14	6.41			198.16	10.24		

Fuente: Elaboración propia

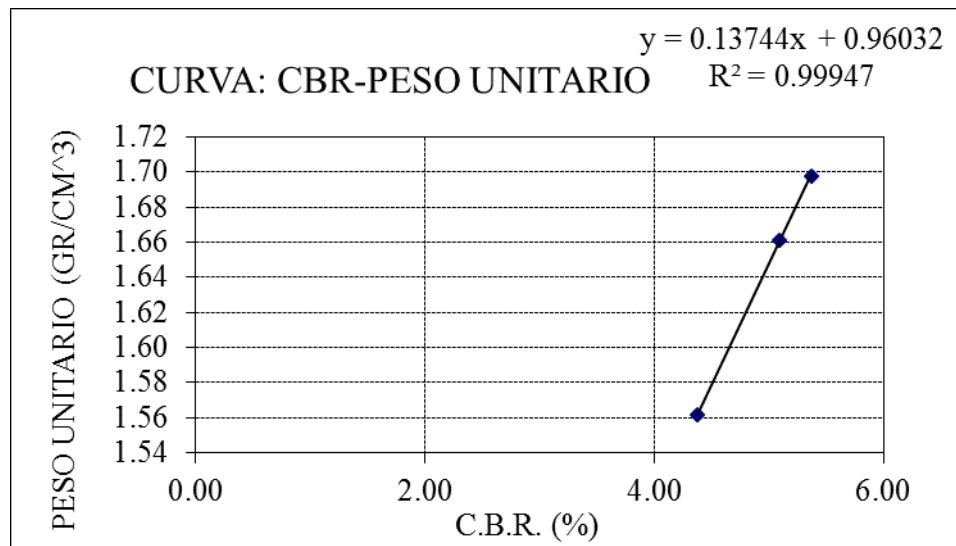
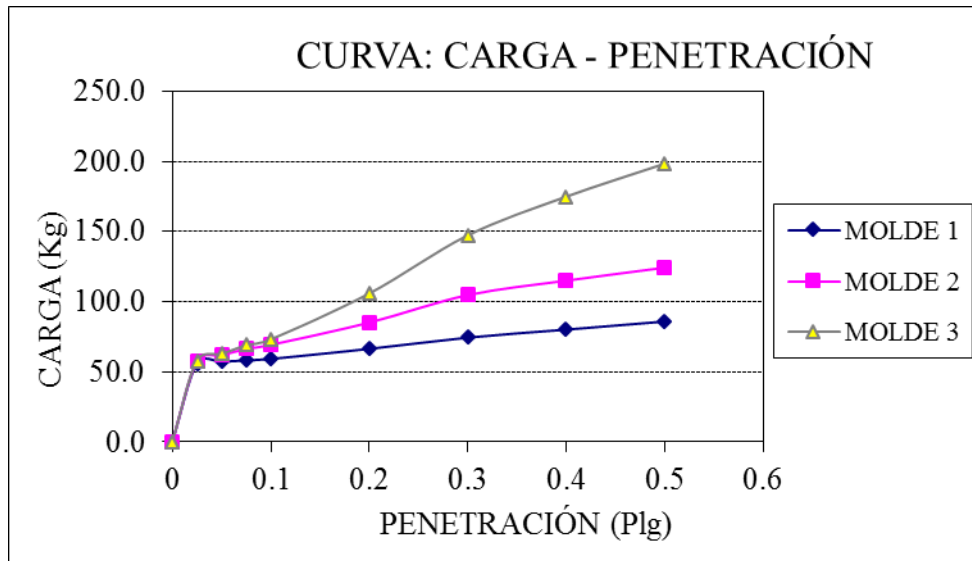
**Nota:** Los siguientes resultados se encuentran en anexos.

Tabla N° 3.10. Resumen de resultados del ensayo de C.B.R. del suelo N°1

Número de golpes	Muestra 1 C.B.R.(%)	Muestra 2 C.B.R.(%)	Muestra 3 C.B.R.(%)
12 golpes	4.38	4.51	4.34
25 golpes	5.09	4.85	5.05
56 golpes	5.38	5.21	5.22

Fuente: Elaboración propia

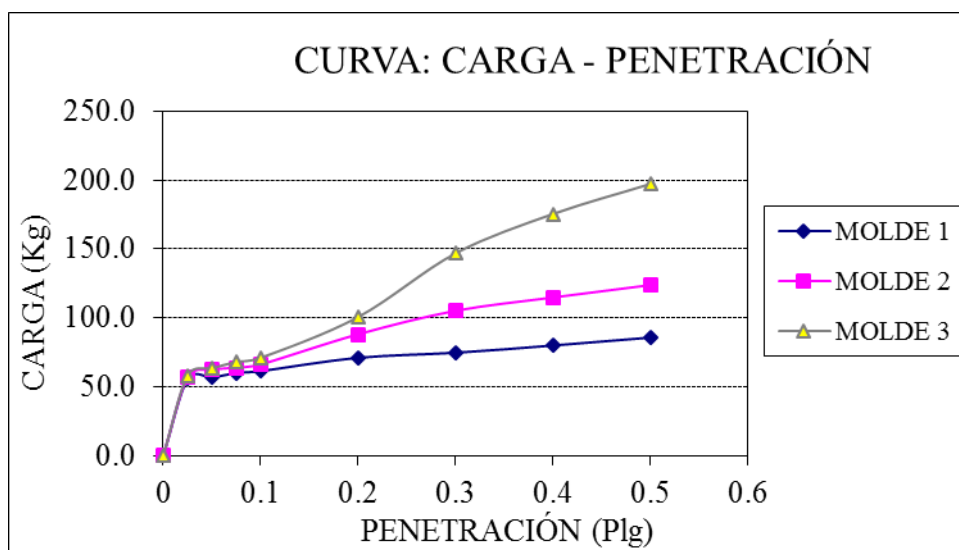
Grafico N° 3.10. Grafico carga – penetración. Suelo N°1 – muestra 1



CBR 100 % D.máx
5.45 %
CBR 95 % D.máx
4.82 %

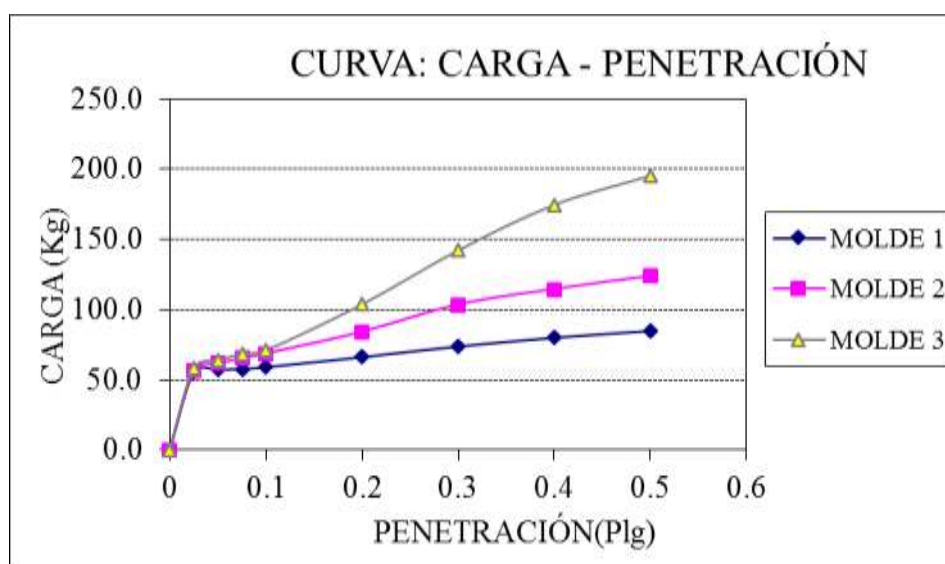
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.11. Grafico carga – penetración. Suelo N°1 – muestra 2



Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.12. Grafico carga – penetración. Suelo N°1 – muestra 3



Fuente: Elaboración propia

### 3.3.6. Clasificación de suelos

Con los resultados obtenidos del análisis granulométrico y los límites de Atterberg del suelo, se realizó la clasificación de la muestra de acuerdo a las clasificaciones mediante AASHTO Y SUCS.

Tabla N° 3.11. Resumen de resultados de la clasificación de suelo N°1

Muestra N°	SUCS	AASHTO	Descripción
1	CL	A - 6 (18)	Predomina la arcilla, más del 75 % del material pasa el tamiz N°200, este suelo suele contener pequeños porcentajes de arena fina y limo cuyas características son absorbidas por el gran porcentaje de arcilla.
2	CL	A - 6 (16)	Predomina la arcilla, más del 75 % del material pasa el tamiz N°200, este suelo suele contener pequeños porcentajes de arena fina y limo cuyas características son absorbidas por el gran porcentaje de arcilla.
3	CL	A - 6 (15)	Predomina la arcilla, más del 75 % del material pasa el tamiz N°200, este suelo suele contener pequeños porcentajes de arena fina y limo cuyas características son absorbidas por el gran porcentaje de arcilla.

Fuente: Elaboración propia

### 3.4. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DEL SUELO DE MEJORAMIENTO DE LA COMUNIDAD DE YESERA NORTE

#### 3.4.1. Contenido de humedad in situ

Al momento de realizar la extracción de la muestra, se separó una pequeña muestra para realizar el contenido de humedad del suelo, esta muestra se colocó en una bolsa plástica herméticamente cerrada para evitar la pérdida de humedad.

El ensayo de contenido de agua (humedad) de suelo, se realizó de acuerdo (ASTM D2216), para obtener el contenido de agua (humedad) de suelo.

Tabla N° 3.12. Contenido de humedad in situ suelo N°2 muestra 1

Humedad natural			
Cápsula	1	2	3
Peso de suelo húmedo + cápsula	29.30	32.50	33.40
Peso de suelo seco + cápsula	28.70	31.90	32.80
Peso de cápsula	12.80	11.90	12.80
Peso de suelo seco	15.90	20.00	20.00
Peso del agua	0.60	0.60	0.60
Contenido de humedad	3.77	3.00	3.00
Promedio	<b>3.26</b>		

Fuente: Elaboración propia

**Nota:** Los siguientes resultados se encuentran en anexos.

Tabla N° 3.13. Resumen de resultados del contenido de humedad in situ suelo N°2

Número	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
1	3.77	2.40	2.08
2	3.00	2.22	2.65
3	3.00	2.58	2.50
<b>Promedio</b>	3.26	2.40	2.41
<b>promedio</b>	2.69		

Fuente: Elaboración propia

### 3.4.2. Análisis granulométrico por tamizado

La prueba de granulometría sirve para determinar el porcentaje en peso de las partículas de diferentes tamaños, teniendo una visión de la distribución del tamaño de los granos presentes en un suelo. El ensayo de análisis granulométrico por tamizado se realizó mediante una serie de tamices en el cual se pesa 5000 gr como peso total, el proceso de separar un agregado de suelo en sus diferentes fracciones cada una consistente en granos de tamaño distintos, dentro de ciertos límites se conoce como análisis mecánico o análisis granulométrico, de acuerdo a la (ASTM D422; AASHTO T88), se determina la granulometría de los agregados hasta el tamiz N° 200, mediante su división y separación con una serie de tamices en fracciones granulométricas de tamaño decreciente.

Luego proceder a realizar el pesaje del material retenido en cada malla.

Figura N° 3.12. Ensayo de análisis granulométrico por tamizado



Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 3.14. Análisis granulométrico del suelo N°2 muestra 1

Peso total (gr.)			5000	A.S.T.M.	
Tamices	Tamaño	Peso ret.	Ret. acum	% Ret	% Que pasa del total
	(mm)	(gr)	(gr)		
3"	75	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.50	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.00	219.00	219.00	4.38	95.62
3/4"	19.00	436.50	655.50	13.11	86.89
1/2"	12.50	304.00	959.50	19.19	80.81
3/8"	9.50	262.80	1222.30	24.45	75.55
N°4	4.75	1172.10	2394.40	47.89	52.11
N°10	2.00	707.00	3101.40	62.03	37.97
N°40	0.425	1110.40	4211.80	84.24	15.76
N°200	0.075	649.00	4860.80	97.22	2.78

Fuente: Elaboración propia

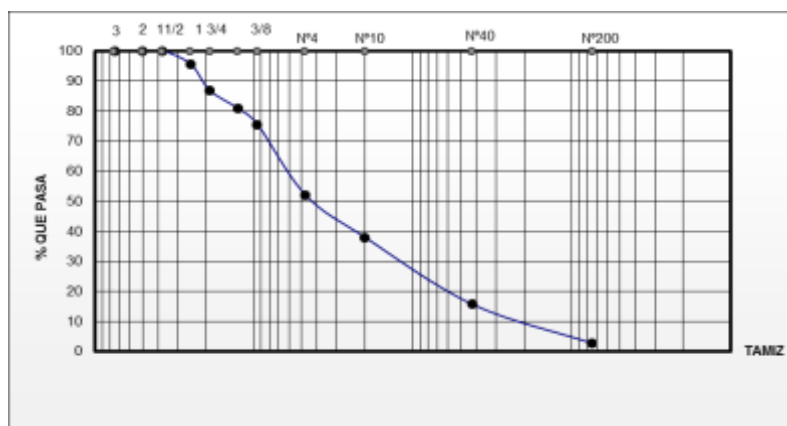
**Nota:** Los siguientes resultados se encuentran en anexos.

Tabla N° 3.15. Resumen de resultados del análisis granulométrico del suelo N°2

Tamices	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
	% que pasa del total	% que pasa del total	% que pasa del total
3"	100.00	100.00	100.00
2"	100.00	100.00	100.00
1 1/2"	100.00	100.00	100.00
1"	95.62	95.26	94.50
3/4"	86.89	86.34	88.39
1/2"	80.81	80.22	81.05
3/8"	75.55	74.45	75.64
N°4	52.11	51.66	52.45
N°10	37.97	38.13	39.95
N°40	15.76	16.15	19.86
N°200	2.78	2.85	3.50

Fuente: Elaboración propia

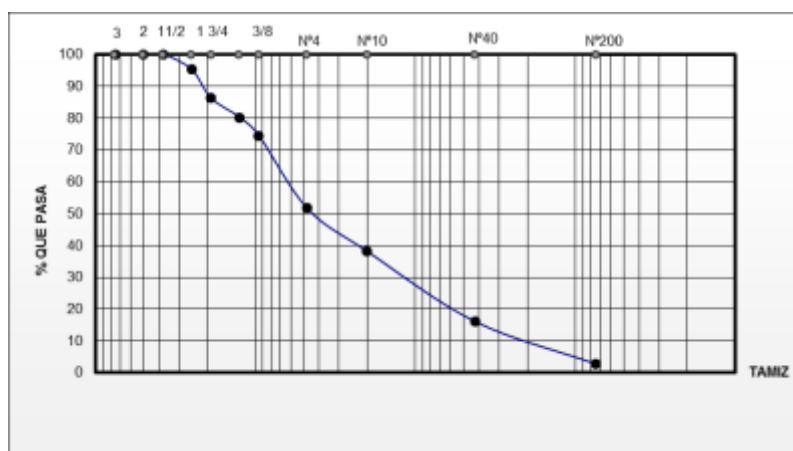
Grafico N° 3.13. Distribución granulométrica del suelo N°2 – muestra 1



Fuente: Elaboración propia

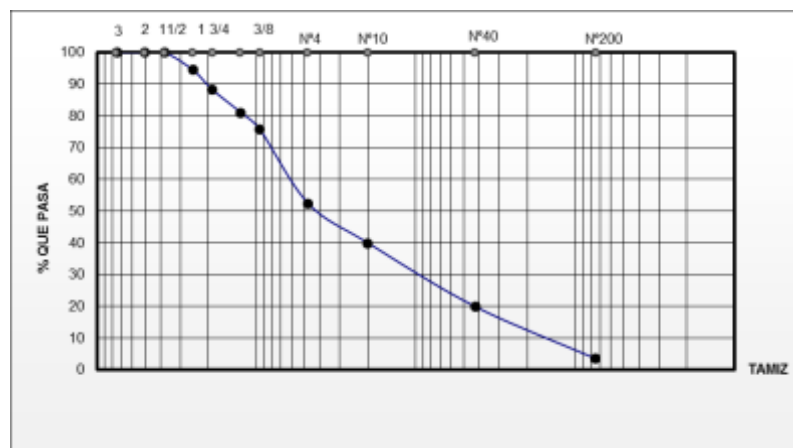


Grafico N° 3.14. Distribución granulométrica del suelo N°2 – muestra 2



Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.15. Distribución granulométrica del suelo N°2 – muestra 3



Fuente: Elaboración propia

### 3.4.3. Compactación (AASHTO T-180; ASTM D1557)

El ensayo de proctor se realizó por el método de la norma (AASHTO T-180; ASTM D1557) modificado y permite conocer el grado de humedad de un suelo para alcanzar una densidad máxima aplicando una energía de compactación determinada, para este caso se utilizó por el tipo de material el método C.

El agua, al actuar como lubricante de las partículas de un suelo facilita la compactación de un suelo seco y encontrar la humedad óptima para alcanzar una densidad máxima seca con una misma energía de comparación. La prueba es importante para controlar la calidad de los procesos de compactación que se les dan a las capas de sub-rasantes. El procedimiento de ensayo consiste en apisonar en 5 capas consecutivas una cantidad

aproximadamente de 5 kg de suelo previamente tamizada por el tamiz 3/4" y dividida por cuarteo en 5 partes aproximadamente iguales. La muestra se humecta y se introduce en un molde metálico de dimensiones normalizadas ( $2112.50\text{cm}^3$ ).

Para llevar a cabo el apisonado se emplea un pistón también normalizado, de forma que su peso y altura de caída no varíen, lo que asegura una energía de compactación constante. La normativa estipula una cantidad de 56 golpes con el pistón por cada capa de suelo. Se realizan alrededor de 5 determinaciones con diferente grado de humedad construyendo la curva "humedad-densidad seca".

Figura N° 3.13. Ensayo de compactación.



Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 3.16. Ensayo de compactación del suelo N°2 muestra 1

N° de capas	5	5	5	5	5
N° de golpes por capa	56	56	56	56	56
Peso suelo húmedo + molde	10712.40	11213.00	11482.60	11173.40	11101.80
Peso del molde	6450.60	6450.60	6450.60	6450.60	6450.60
Peso suelo húmedo	4261.80	4762.40	5032.00	4722.80	4651.20
Volumén de la muestra	2112.50	2112.50	2112.50	2112.50	2112.50
Densidad suelo húmedo (gr/cm <sup>3</sup> )	2.02	2.25	2.38	2.24	2.20
Cápsula N°	1	2	3	4	5
Peso suelo húmedo + capsula	143.40	155.80	117.00	169.20	190.20
Peso suelo seco + cápsula	141.00	150.00	108.40	152.90	171.00
Peso del agua	2.40	5.80	8.60	16.30	19.20
Peso de la cápsula	18.00	18.40	17.80	18.80	18.00
Peso suelo seco	123.00	131.60	90.60	134.10	153.00
Contenido de humedad (%h)	1.95	4.41	9.49	12.16	12.55
Densidad suelo seco (gr/cm <sup>3</sup> )	1.98	2.16	2.18	1.99	1.96

Fuente: Elaboración propia

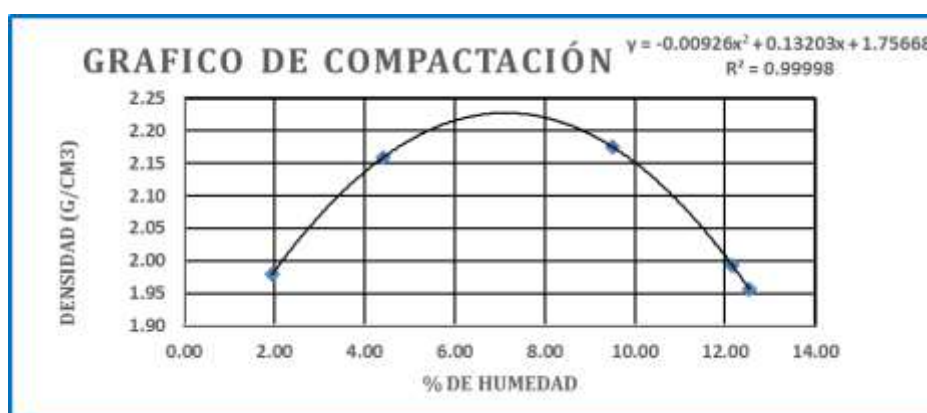
**Nota:** Los siguientes resultados se encuentran en anexos.

Tabla N° 3.17. Resumen de resultados de los Ensayos de Compactación del suelo N°2

Muestra N°	Humedad óptima (%)	Densidad máxima (gr/cm <sup>3</sup> )
1	7.13	2.23
2	7.58	2.17
3	7.68	2.18

Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.16. Curva de compactación suelo N°2 – muestra 1

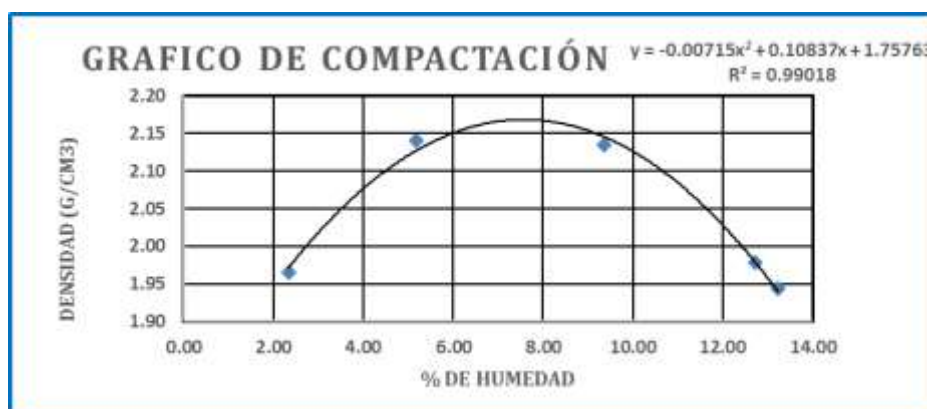


Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 2.23 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad óptima = 7.13 %

Grafico N° 3.17. Curva de compactación suelo N°2 – muestra 2



Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 2.17 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad optima = 7.58 %

Grafico N° 3.18. Curva de compactación suelo N°2 – muestra 3



Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 2.18 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad optima = 7.68 %

#### 3.4.4. Relación de soporte de california C.B.R. (ASTM D 1883; AASHTO T-193)

El ensayo C.B.R., se realizó de acuerdo a la norma AASHTO T-193, para obtener la resistencia del suelo, y así evaluar la capacidad de soporte del suelo en la capa de sub-rasante.

Para la obtención de los diferentes C.B.R. se efectuaron tres moldes con distinta energía de compactación; la primera con 12 golpes, la segunda con 25 golpes y la tercera, con 56 golpes por cada ensayo de C.B.R.

Las muestras elaboradas bajo estos procedimientos, se sometieron a un proceso de inmersión en agua para simular las condiciones de saturación a las cuales podrían estar sometidos los suelos como es la sub-rasante de una carretera, y en esta forma, obtener los C.B.R. de los suelos bajo las condiciones más críticas ; esto durante un período mínimo de 96 horas donde se colocan pesas sobre las mismas, con el objeto de simular las cargas tanto vehiculares, como de la estructura de pavimento y por otro lado determinar su expansión efectuando 4 lecturas empleando un extensómetro debidamente calibrado.

El ensayo de penetración se basa en la aplicación de una presión a una velocidad normalizada creciente efectuada mediante la prensa a la que va acopiada un pistón de sección anular sobre la muestra de suelo compactado con la humedad óptima.

Luego de realizar el ensayo de penetración se procede a sacar humedades de cada molde del fondo, superficie y 2'' de superficie para determinar sus densidades.

A continuación, se gráfica el proceso del ensayo de C.B.R.

Figura N° 3.14. Proceso de inmersión y penetración del ensayo de C.B.R.



Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 3.18. Ensayo de C.B.R. del suelo N°2 muestra 1

Contenido de humedad y peso unitario												
N° capas	5			5			5					
N° golpes por capa	12			25			56					
Condición de muestra	Antes de mojarse		D. de M	Antes de mojarse		D. de M	Antes de mojarse		D. de M			
Peso muestra húm.+molde	12400			12640			10860			11065		
Peso molde	7918.20			7924			6172.20			6181		
Peso muestra húmeda	4481.80			4716			4687.80			4884		
Volumen de la muestra	2032			2032			2032			2032		
Peso unit. muestra húm.	2.21			2.32			2.31			2.40		
Muestra de humedad	Fondo	Superf.	2" sup.	Fondo	Superf.	2" sup.	Fondo	Superf.	2" sup.			
Tara N°	1	2	3	1	2	3	1	2	3			
Peso muestra húm + tara	102	71.40	90.60	90.80	78.20	83.80	81.20	79.20	70			
Peso muestra seca + tara	93.80	64.80	83.80	82.20	71	77.80	74	72	65.40			
Peso del agua	8.20	6.60	6.80	8.60	7.20	6	7.20	7.20	4.60			
Peso de tara	14.40	12.60	12.60	12.60	13	12	13.60	12.80	12.40			
Peso de la muestra seca	79.40	52.20	71.20	69.60	58	65.80	60.40	59.20	53			
Contenido humedad %	10.33	12.64	9.55	12.36	12.41	9.12	11.92	12.16	8.68			
Promedio cont. humedad	11.49			9.55			12.39			9.12		
Peso unit.muestra seca	1.98			2.12			2.05			2.20		

## Expansión

Fecha	Hora	Tiempo en días	Molde N° 1			Molde N° 2			Molde N° 3		
			Lect.	Expansión		Lect.	Expansión		Lect.	Expansión	
			extens.	cm.	%	extens.	cm.	%	extens.	cm.	%
11-oct	15:22	1	0.07	0.01	0	0.11	0.01	0	0.15	0.02	0
12-oct	15:22	2	0.08	0.01	0.00	0.14	0.01	0.02	0.19	0.02	0.02
15-oct	08:00	3	0.08	0.01	0.01	0.14	0.01	0.02	0.22	0.02	0.04
16-oct	08:00	4	0.08	0.01	0.01	0.14	0.01	0.02	0.22	0.02	0.04

## C.B.R.

Penetración		Carga normal Kg	Molde N° 1				Molde N° 2				Molde N° 3			
Pulg.	mm		Carga ensayo		C.B.R. Correg		Carga ensayo		C.B.R. Correg		Carga ensayo		C.B.R. Correg	
			Kg	Kg/cm2	Kg	%	Kg	Kg/cm2	Kg	%	Kg	Kg/cm2	Kg	%
0	0		0.00	0			0.00	0			0.00	0		
0.025	0.63		67	3.46			92	4.75			162.00	8.37		
0.05	1.27		142	7.34			217	11.21			354.50	18.32		
0.075	1.9		267	13.80			392	20.25			547.00	28.26		
0.1	2.54	1360	592	30.59		<b>43.53</b>	767	39.63		<b>56.40</b>	1017.00	52.55		<b>74.78</b>
0.2	5.08	2040	867	44.80		<b>42.50</b>	967	49.96		<b>47.40</b>	1492.00	77.09		<b>73.14</b>
0.3	7.62		1017	52.55			1142	59.00			2042.00	105.50		
0.4	10.16		1317	68.05			1517	78.38			2454.50	126.82		
0.5	12.7		1517	78.38			2017	104.21			2842.00	146.84		

Fuente: Elaboración propia

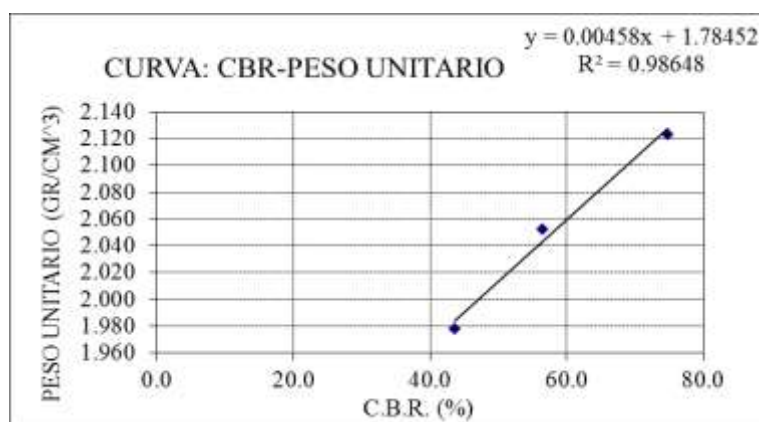
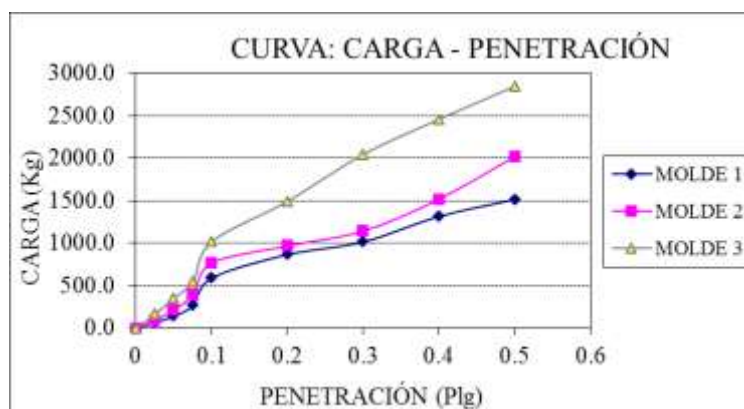
**Nota:** Los siguientes resultados se encuentran en anexos.

Tabla N° 3.19. Resumen de resultados del ensayo de C.B.R. del suelo N°2

Número de golpes	Muestra 1 C.B.R.(%)	Muestra 2 C.B.R.(%)	Muestra 3 C.B.R.(%)
12 golpes	43.53	41.69	47.21
25 golpes	56.40	52.72	71.10
56 golpes	74.78	72.02	76.62

Fuente: Elaboración propia

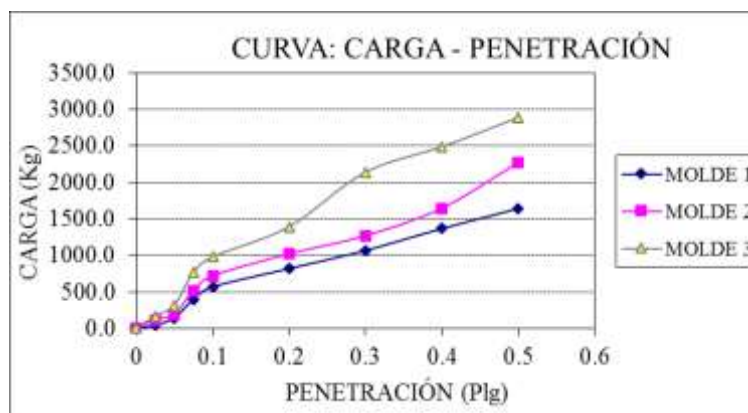
Grafico N° 3.19. Grafico carga – penetración. Suelo N°2 – muestra 1



CBR 100 % D.máx
97 %
CBR 95 % D.máx
72 %

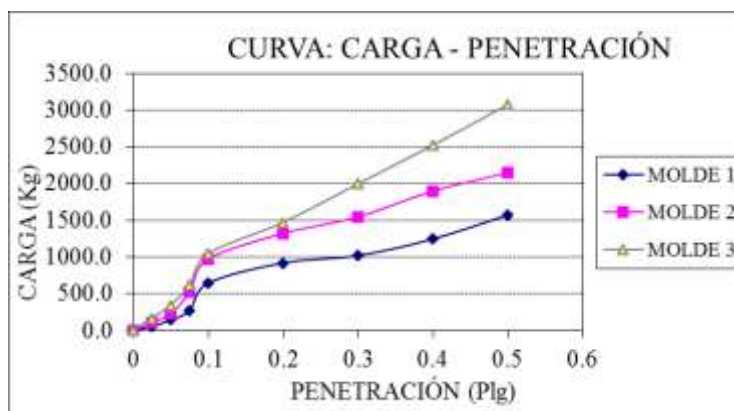
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.20. Grafico carga – penetración. Suelo N°2 – muestra 2



Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.21. Grafico carga – penetración. Suelo N°2 – muestra 3



Fuente: Elaboración propia

### 3.4.5. Clasificación de suelos

Con los resultados obtenidos del análisis granulométrico y los límites de Atterberg del suelo, se realizó la clasificación de la muestra de acuerdo a las clasificaciones mediante AASHTO Y SUCS.

Tabla N° 3.20. Resumen de resultados de la clasificación de suelo N°2

N°	SUCS	AASHTO	Descripción
1	SW	A-1-b(0)	Es bien graduado, predomina las arenas gruesas, casi no tiene ligante.
2	SW	A-1-b(0)	Es bien graduado, predomina las arenas gruesas, casi no tiene ligante.
3	SW	A-1-b(0)	Es bien graduado, predomina las arenas gruesas, casi no tiene ligante.

Fuente: Elaboración propia

### 3.5. ENSAYOS DE LA ESTABILIZACIÓN DE LA SUBRASANTE

El porcentaje de suelo granular bueno que se utilizó para este trabajo es de 5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30%, 35%, 40%, 45% y 50%, con la finalidad de mejorar un suelo arcilloso malo.

Mediante la ejecución de ensayos de laboratorio se pudo determinar el mejoramiento de las propiedades y sus características del suelo estabilizado, para poder obtener una estructura resistente al corte.



Tabla N° 3.21.: Porcentajes utilizados para la estabilización de suelo – suelo.

N° de muestra	Capa	% de Suelo fino	% de Suelo granular	CBR (%) Suelo estabilizado
1	Sub-rasante	95%	5%	5
2		90%	10%	6
3		85%	15%	7
4		80%	20%	8
5		75%	25%	10
6		70%	30%	11
7		65%	35%	12
8		60%	40%	13
9		55%	45%	14
10		50%	50%	18

Fuente: Elaboración propia

### 3.5.1. Contenido de humedad in situ de la mezcla de suelo – suelo

Tabla N° 3.22. Contenido de humedad in situ del suelo fino 95 % y suelo granular 5 %

Humedad natural			
Cápsula	1	2	3
Peso de suelo húmedo + cápsula	122.40	93.00	117.20
Peso de suelo seco + cápsula	114.60	87.70	109.80
Peso de cápsula	12.80	13.60	13.60
Peso de suelo seco	101.80	74.10	96.20
Peso del agua	7.80	5.30	7.40
Contenido de humedad	7.66	7.15	7.69
<b>Promedio</b>	<b>7.50</b>		

Fuente: Elaboración propia

**Nota:** Los siguientes resultados se encuentran en anexos.

Tabla N° 3.23. Resumen de resultados del contenido de humedad in situ de los suelos estabilizados.

Muestra	1	2	3	Promedio
1	7.66	7.15	7.69	7.50
2	7.65	7.71	7.45	7.60
3	7.00	7.07	7.42	7.16
4	6.76	6.76	6.59	6.70
5	6.51	6.90	6.73	6.71
6	6.22	6.12	6.15	6.17
7	6.14	6.06	6.27	6.16
8	6.15	5.93	5.23	5.77
9	6.01	5.45	5.81	5.76
10	5.06	5.10	4.50	4.89

Fuente: Elaboración propia

### 3.5.2. Análisis granulométrico por tamizado de la mezcla de suelo - suelo

Tabla N° 3.24. Análisis granulométrico del suelo fino 95 % y suelo granular 5 %

Peso total (gr.)			571.78589	A.S.T.M.	
Tamices	Tamaño (mm)	Peso ret. (gr)	Ret. acum (gr)	% Ret	% Que pasa del total
3"	75	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.50	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.50	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.50	1.30	1.30	0.23	99.77
N°4	4.75	19.50	20.80	3.64	96.36
N°10	2.00	18.80	39.60	6.93	93.07
N°40	0.425	20.80	60.40	10.56	89.44
N°200	0.075	62.30	122.70	21.46	78.54

Fuente: Elaboración propia

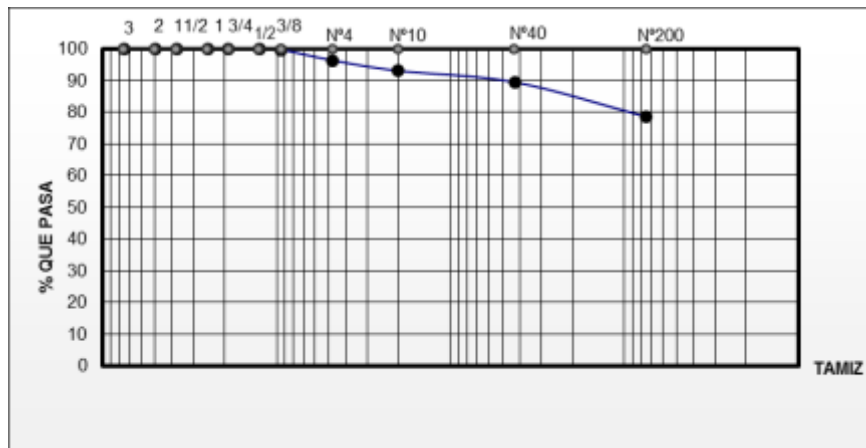
**Nota:** Los siguientes resultados se encuentran en anexos.

Tabla N° 3.25. Resumen de resultados del análisis granulométrico de los suelos estabilizados.

Suelos estabilizados	N°1	N°2	N°3	N°4	N°5	N°6	N°7	N°8	N°9	N°10
Tamices	% Que pasa del total	% Que pasa del total	% Que pasa del total	% Que pasa del total	% Que pasa del total	% Que pasa del total	% Que pasa del total	% Que pasa del total	% Que pasa del total	% Que pasa del total
3"	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
2"	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
1 1/2"	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
1"	100.00	97.07	91.30	97.16	91.83	91.76	91.73	95.21	94.61	91.49
3/4"	100.00	89.36	90.11	84.30	76.08	74.76	73.40	74.49	71.53	78.10
1/2"	100.00	87.27	88.50	80.32	71.37	70.09	64.89	69.29	66.62	73.56
3/8"	99.77	86.63	87.33	79.01	67.70	66.49	61.42	64.99	62.05	70.27
N°4	96.36	85.11	84.34	76.29	63.42	63.53	58.68	61.47	56.12	60.00
N°10	93.07	83.24	81.45	73.07	59.84	60.07	55.34	57.64	50.74	51.66
N°40	89.44	80.59	77.14	69.19	56.16	56.13	51.63	55.55	45.59	43.73
N°200	78.54	71.42	66.86	60.20	48.33	48.59	48.53	47.19	34.82	33.05

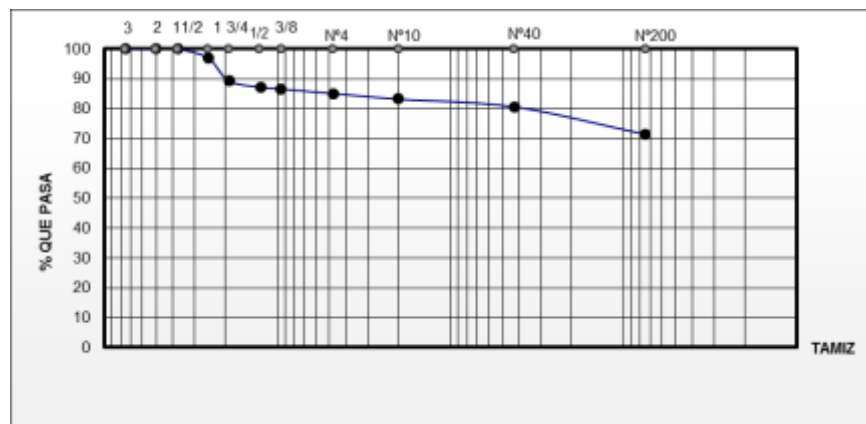
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.22. Distribución granulométrica del suelo fino 95 % y suelo granular 5 %



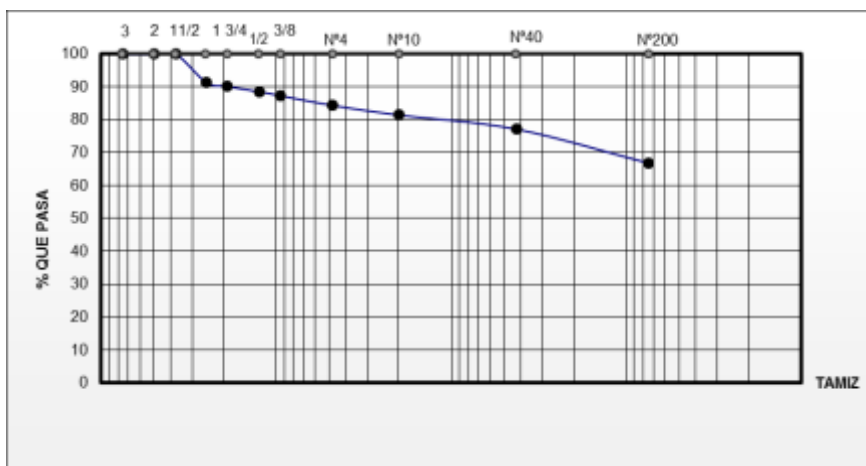
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.23. Distribución granulométrica del suelo fino 90 % y suelo granular 10 %



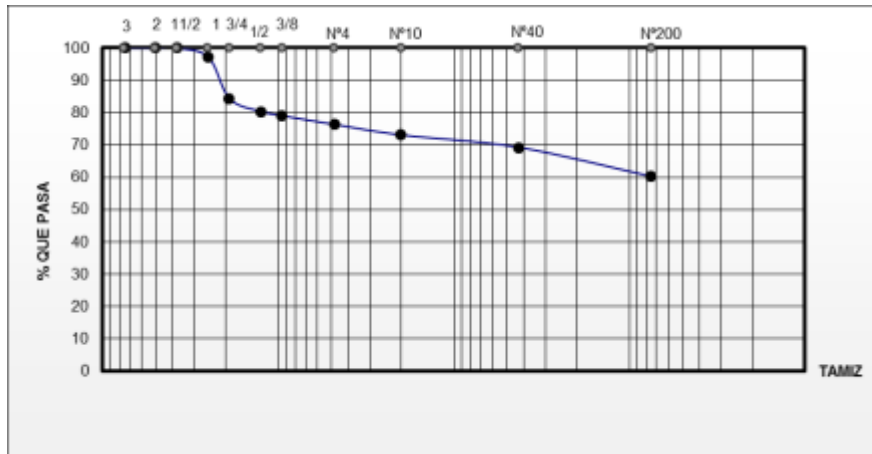
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.24. Distribución granulométrica del suelo fino 85 % y suelo granular 15 %



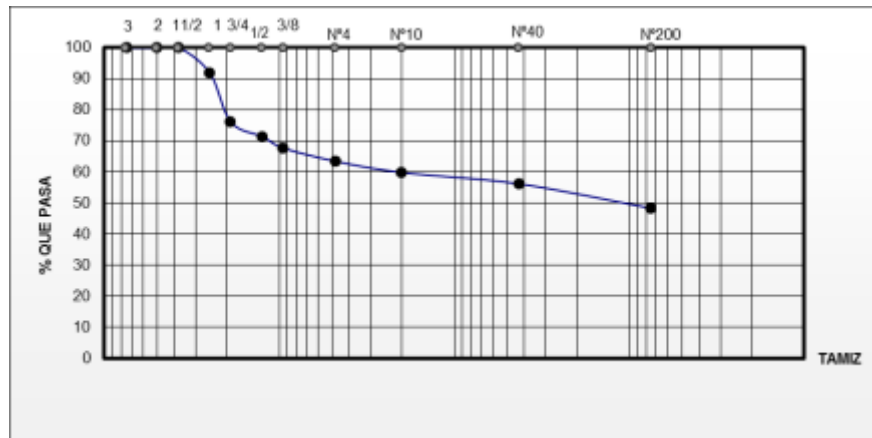
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.25. Distribución granulométrica del suelo fino 80 % y suelo granular 20 %



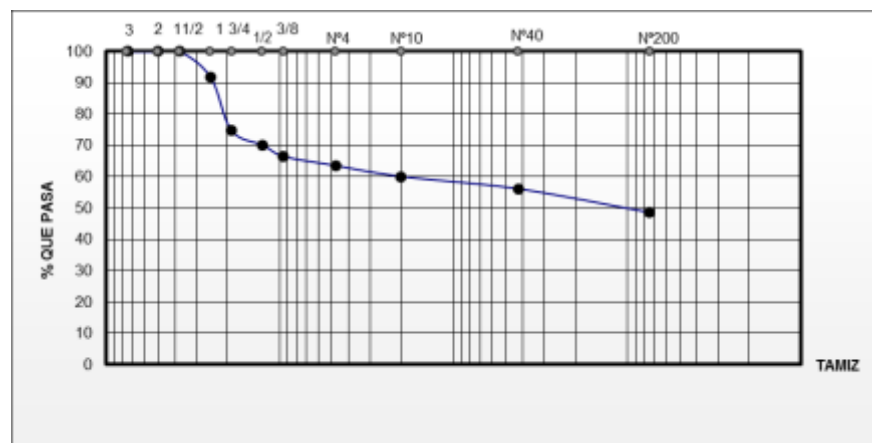
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.26. Distribución granulométrica del suelo fino 75 % y suelo granular 25 %



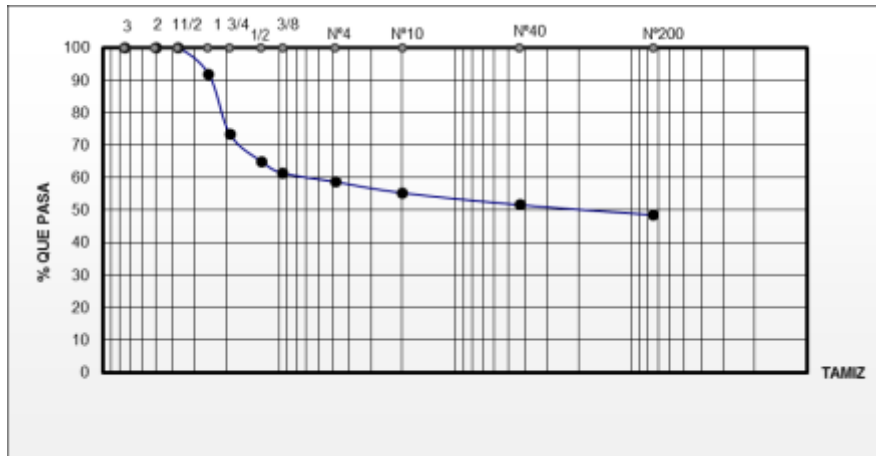
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.27. Distribución granulométrica del suelo fino 70 % y suelo granular 30 %



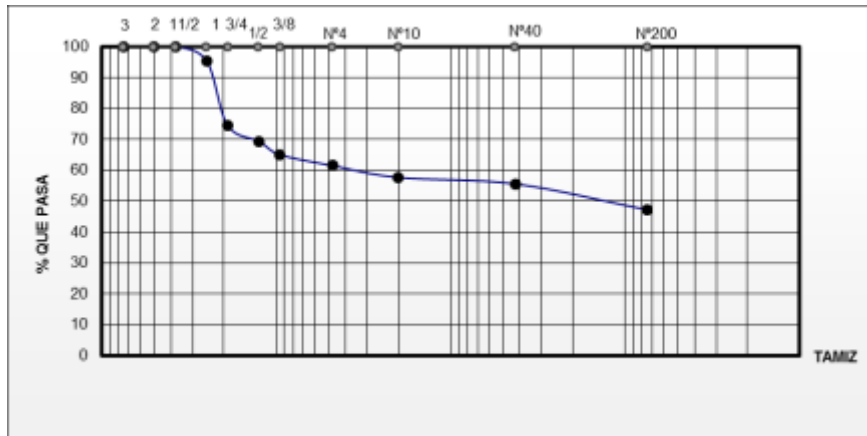
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.28. Distribución granulométrica del suelo fino 65 % y suelo granular 35 %



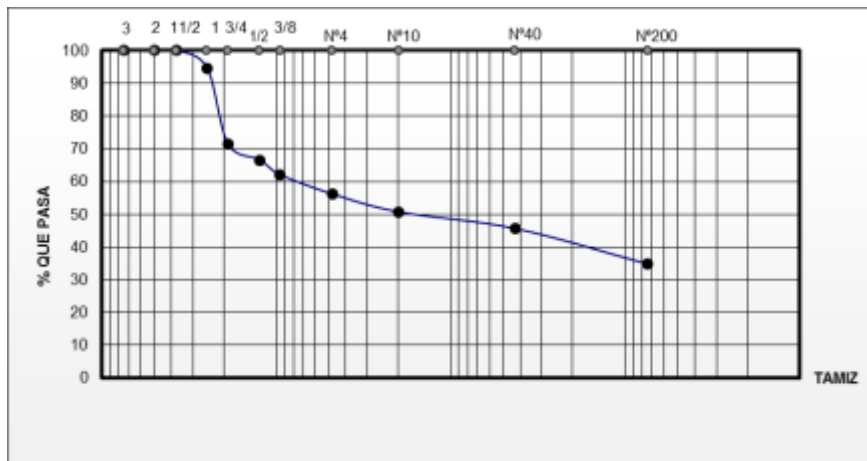
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.29. Distribución granulométrica del suelo fino 60 % y suelo granular 40 %



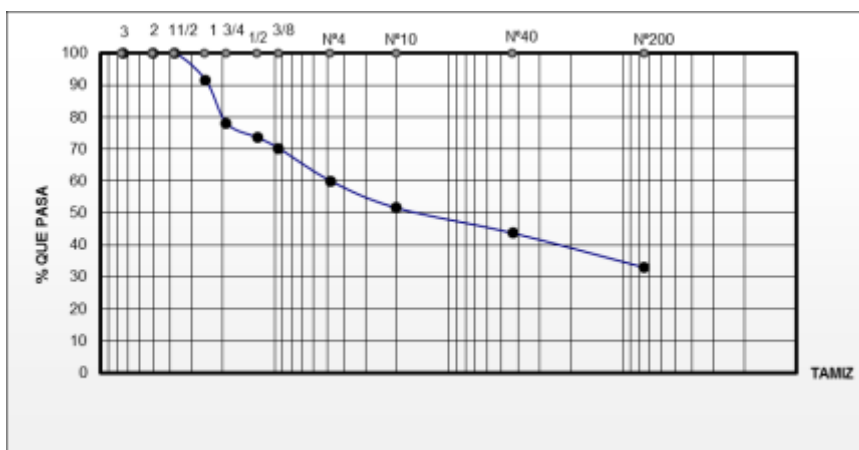
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.30. Distribución granulométrica del suelo fino 55 % y suelo granular 45 %



Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 3.31. Distribución granulométrica del suelo fino 50 % y suelo granular 50 %



Fuente: Elaboración propia

### 3.5.3. Límite de Atterberg de la mezcla de suelo - suelo (ASTM D4318; AASHTO T90-T89)

Tabla N° 3.26. Límite de Atterberg del suelo fino 95 % y suelo granular 5 %

#### Determinación de límite líquido

Capsula N°	1	2	3	4
N° de golpes	15	23	27	39
Suelo húmedo + cápsula	54.80	55.40	56.80	47.20
Suelo seco + cápsula	44.60	46.40	47.60	40.90
Peso del agua	10.20	9.00	9.20	6.30
Peso de la cápsula	12.60	14.40	13.70	12.90
Peso suelo seco	32.00	32.00	33.90	28.00
Porcentaje de humedad	31.88	28.13	27.14	22.50

#### Determinación de límite plástico

Cápsula	1	2	3
Peso de suelo húmedo + cápsula	17.90	17.00	16.30
Peso de suelo seco + cápsula	17.50	16.60	15.80
Peso de cápsula	13.60	12.80	12.50
Peso de suelo seco	3.90	3.80	3.30
Peso del agua	0.40	0.40	0.50
Contenido de humedad	10.26	10.53	15.15

<b>f</b>	9.665	58.344
----------	-------	--------

Límite líquido (LL)	<b>27</b>
Límite plástico (LP)	<b>10</b>
Índice de plasticidad (IP)	<b>17</b>
Índice de grupo (IG)	<b>11</b>

Fuente: Elaboración propia

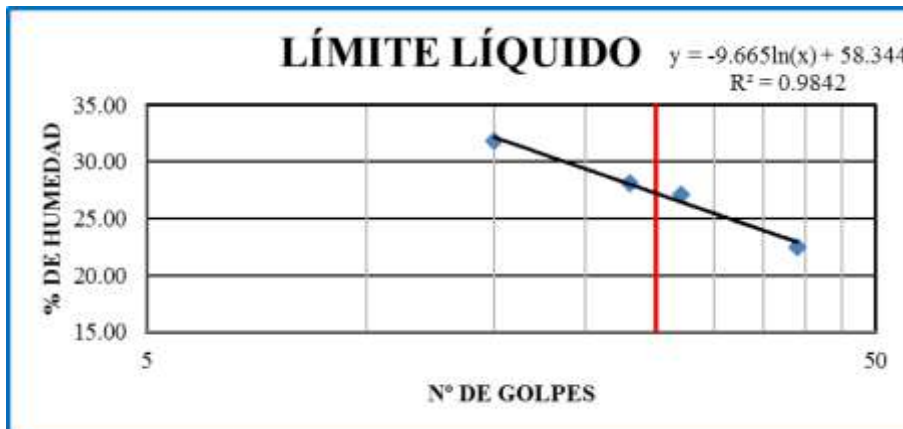
**Nota:** Los siguientes resultados se encuentran en anexos.

Tabla N° 3.27. Resumen de resultados de los límites de Atterberg de los suelos estabilizados.

Muestra N°	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)	Índice de grupo
1	27	10	17	11
2	28	11	17	10
3	28	16	12	7
4	29	20	9	5
5	29	19	9	3
6	27	19	8	3
7	25	19	6	3
8	24	19	5	2
9	19	16	3	0
10	23	21	2	0

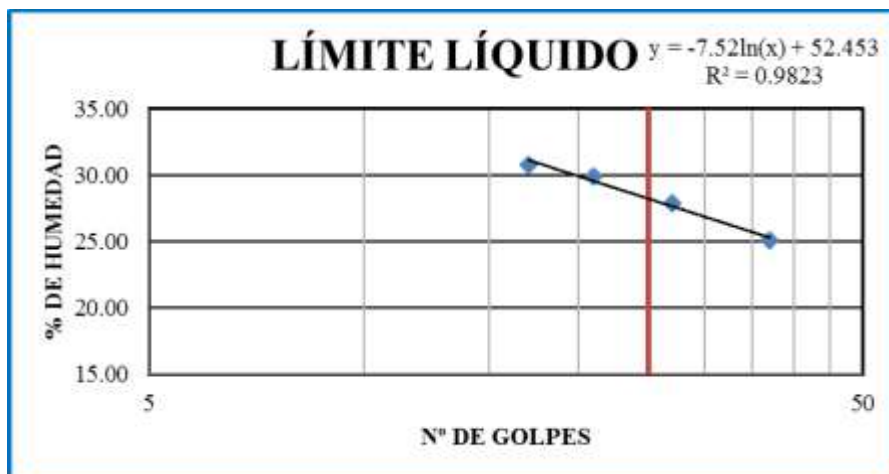
Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 3.32. Límite líquido del suelo fino 95 % y suelo granular 5 %



Fuente: Elaboración propia

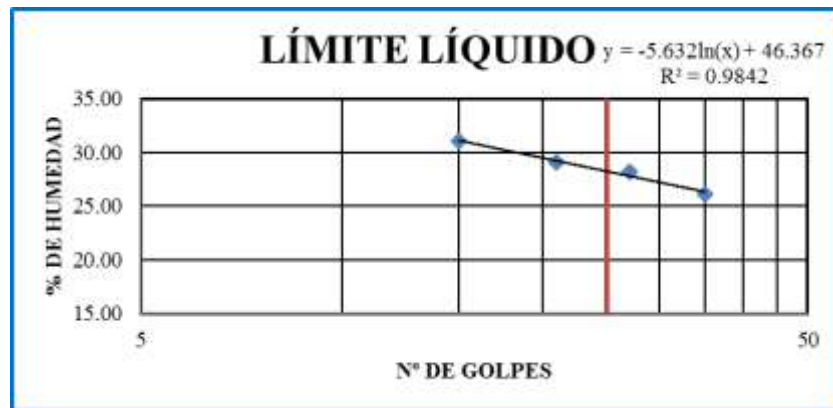
Gráfico N° 3.33. Límite líquido del suelo fino 90 % y suelo granular 10 %



Fuente: Elaboración propia

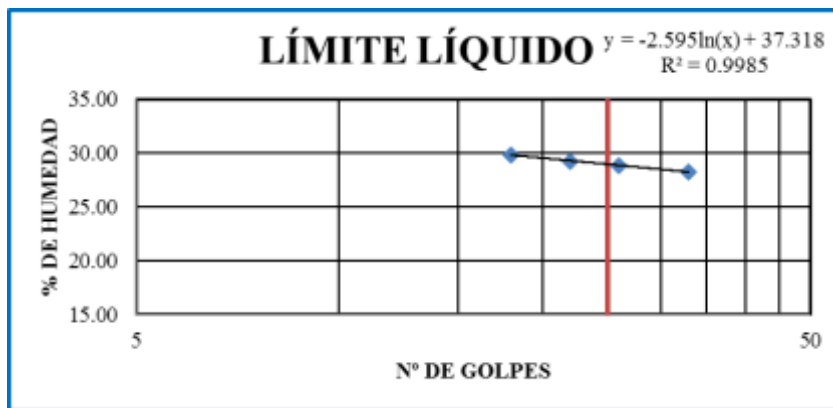


Grafico N° 3.34. Límite líquido del suelo fino 85 % y suelo granular 15 %



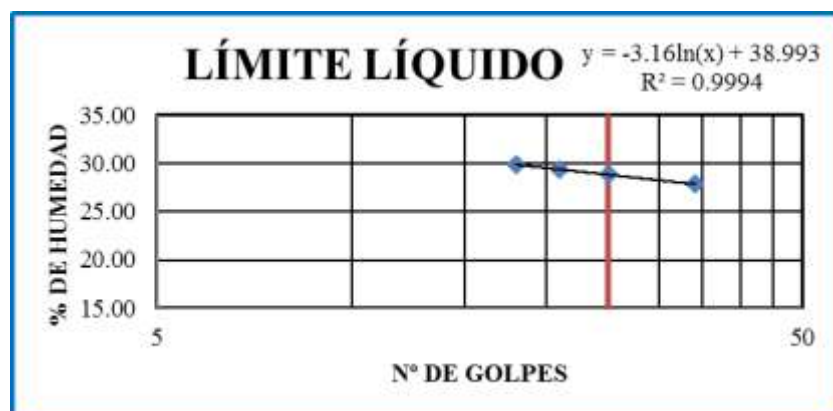
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.35. Límite líquido del suelo fino 80 % y suelo granular 20 %



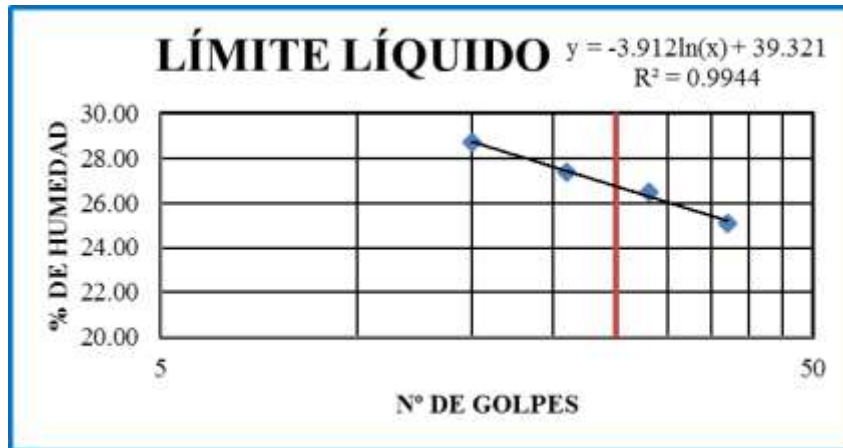
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.36. Límite líquido del suelo fino 75 % y suelo granular 25 %



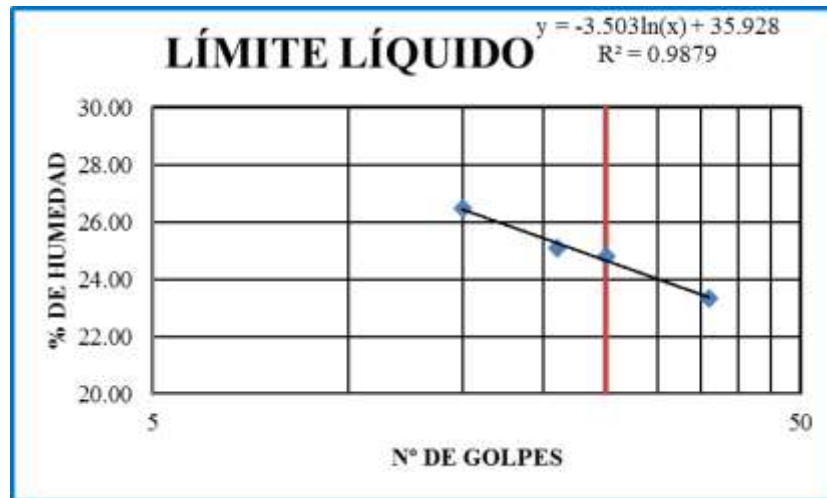
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.37. Límite líquido del suelo fino 70 % y suelo granular 30 %



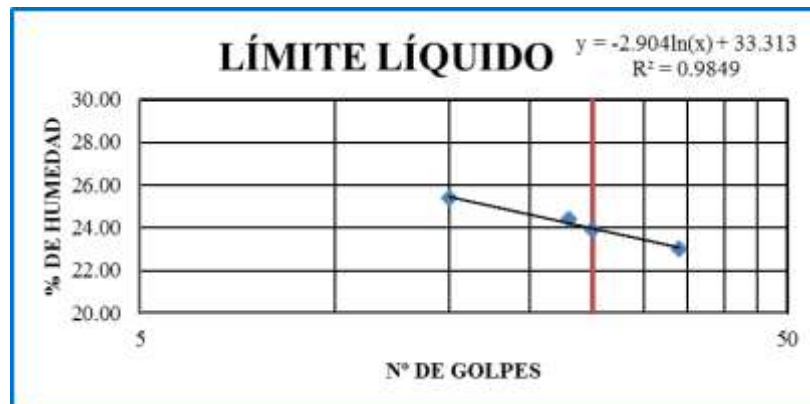
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.38. Límite líquido del suelo fino 65 % y suelo granular 35 %



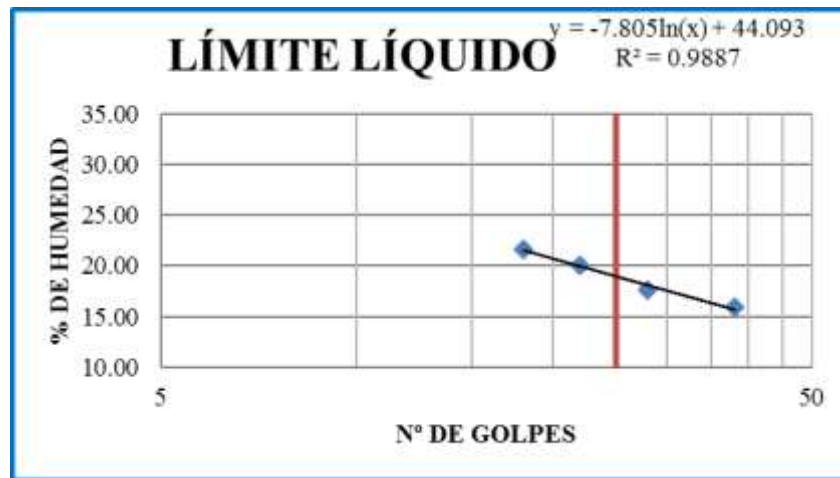
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.39. Límite líquido del suelo fino 60 % y suelo granular 40 %



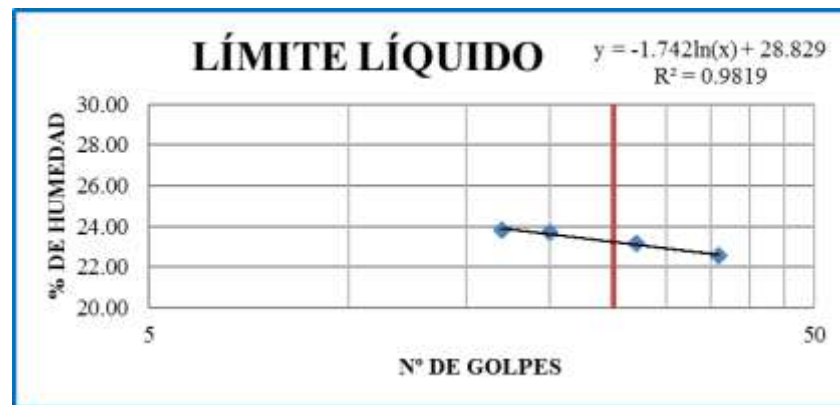
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.40. Límite líquido del suelo fino 55 % y suelo granular 45 %



Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.41. Límite líquido del suelo fino 50 % y suelo granular 50 %



Fuente: Elaboración propia

### 3.5.4. Compactación de la mezcla de suelo - suelo (AASHTO T-180; ASTM D1557)

Tabla N° 3.28. Ensayo de compactación del suelo fino 95 % y suelo granular 5 %

N° de capas	5	5	5	5	5
N° de golpes por capa	56	56	56	56	56
Peso suelo húmedo + molde	10349.40	10671.20	11009.60	10873.80	10579.20
Peso del molde	6494	6494	6494	6494	6494
Peso suelo húmedo	3855.40	4177.20	4515.60	4379.80	4085.20
Volumén de la muestra	2112.50	2112.50	2112.50	2112.50	2112.50
Densidad suelo húmedo (gr/cm <sup>3</sup> )	1.83	1.98	2.14	2.07	1.93
Cápsula N°	1	2	3	4	5
Peso suelo húmedo + capsula	127.40	95.80	99.00	96.20	111.20
Peso suelo seco + cápsula	121.20	88.60	87.00	82.20	91.70
Peso del agua	6.20	7.20	12.00	14.00	19.50
Peso de la cápsula	13.00	13.00	13.40	13.20	12.80
Peso suelo seco	108.20	75.60	73.60	69.00	78.90
Contenido de humedad (%h)	5.73	9.52	16.30	20.29	24.71
Densidad suelo seco (gr/cm <sup>3</sup> )	1.73	1.81	1.84	1.72	1.55

Fuente: Elaboración propia

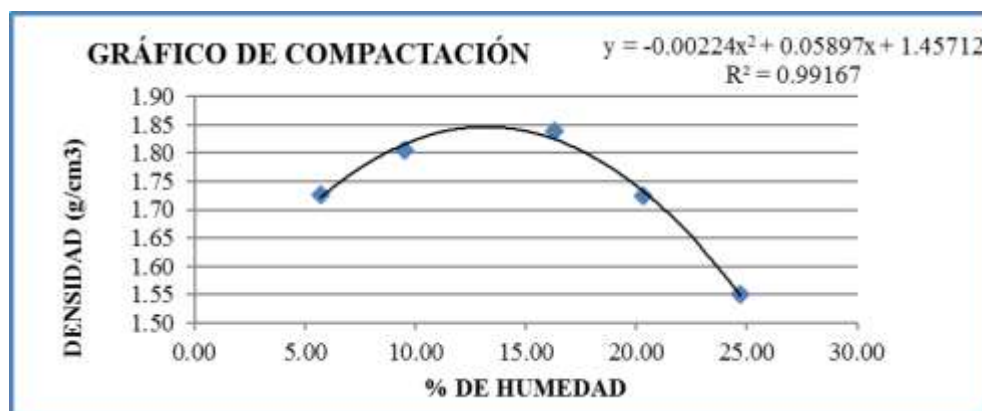
**Nota:** Los siguientes resultados se encuentran en anexos.

Tabla N° 3.29. Resumen de resultados de los Ensayos de Compactación de los suelos estabilizados.

Muestra N°	Humedad óptima (%)	Densidad máxima (gr/cm <sup>3</sup> )
1	13.16	1.85
2	12.85	1.86
3	10.77	1.87
4	10.50	1.94
5	10.35	1.99
6	10.02	2.00
7	10.00	2.01
8	9.82	2.02
9	9.42	2.03
10	9.33	2.04

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 3.42. Curva de compactación del suelo fino 95 % y suelo granular 5 %

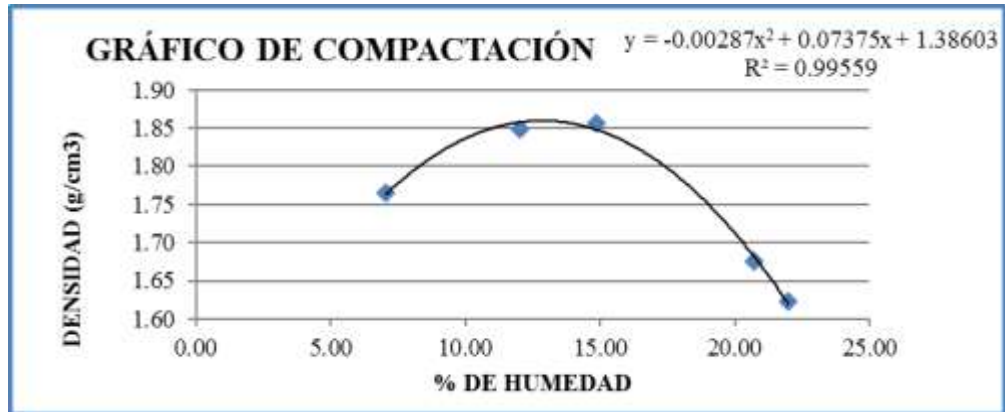


Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 1.85 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad optima = 13.16 %

Grafico N° 3.43. Curva de compactación del suelo fino 90 % y suelo granular 10 %

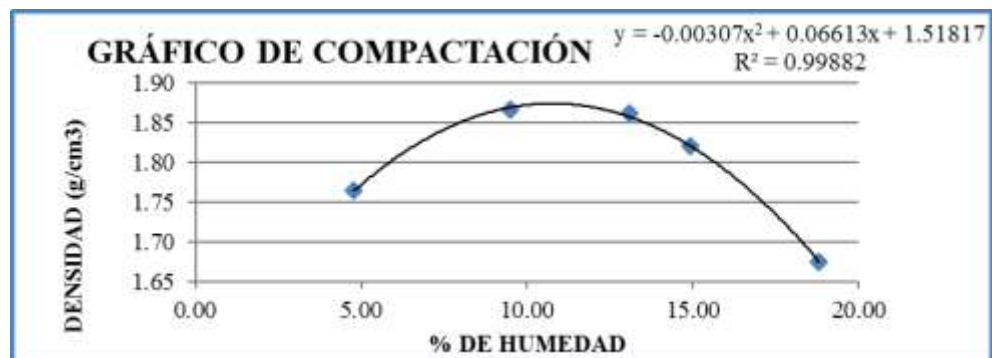


Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 1.86 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad optima = 12.85 %

Grafico N° 3.44. Curva de compactación del suelo fino 85 % y suelo granular 15 %

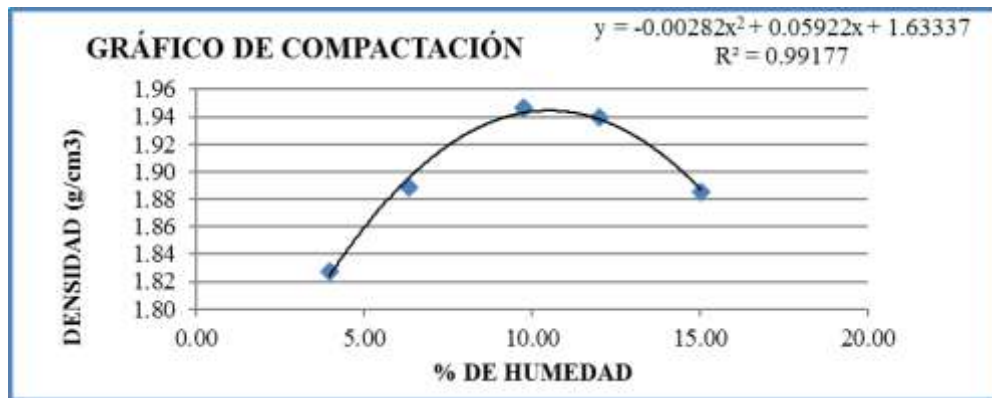


Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 1.87 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad optima = 10.77 %

Grafico N° 3.45. Curva de compactación del suelo fino 80 % y suelo granular 20 %

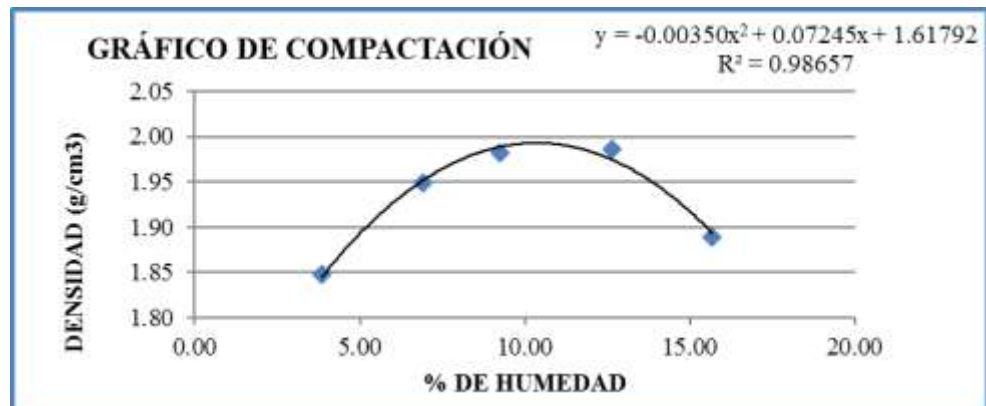


Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 1.94 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad optima = 10.50 %

Grafico N° 3.46. Curva de compactación del suelo fino 75 % y suelo granular 25 %

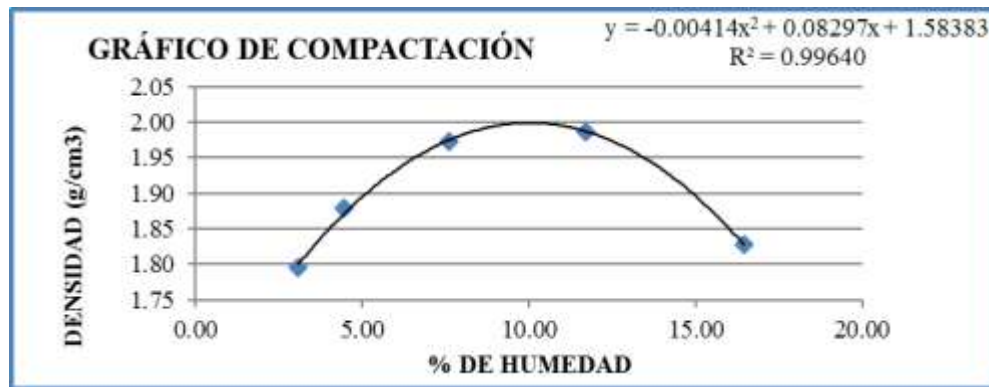


Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 1.99 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad optima = 10.35 %

Grafico N° 3.47. Curva de compactación del suelo fino 70 % y suelo granular 30 %

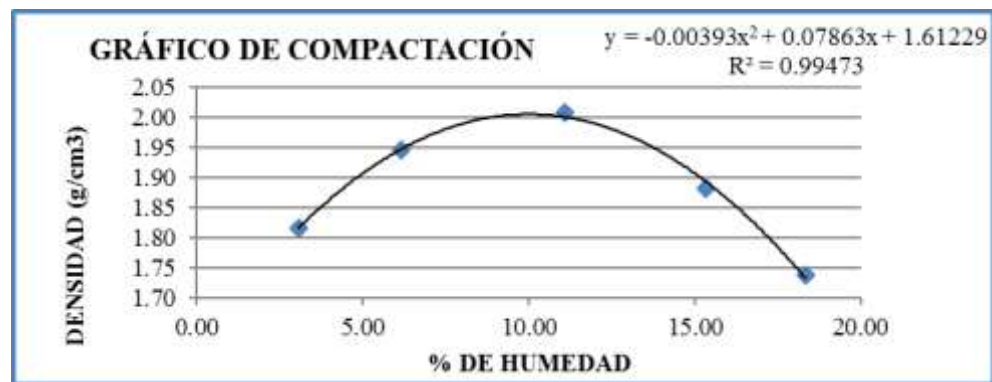


Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 2.00 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad optima = 10.02 %

Grafico N° 3.48. Curva de compactación del suelo fino 65 % y suelo granular 35 %

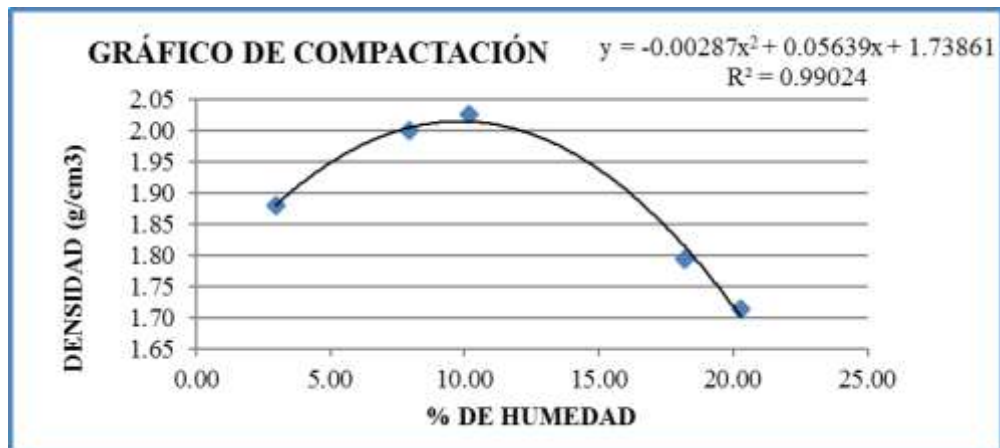


Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 2.01 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad optima = 10.00 %

Grafico N° 3.49. Curva de compactación del suelo fino 60 % y suelo granular 40 %

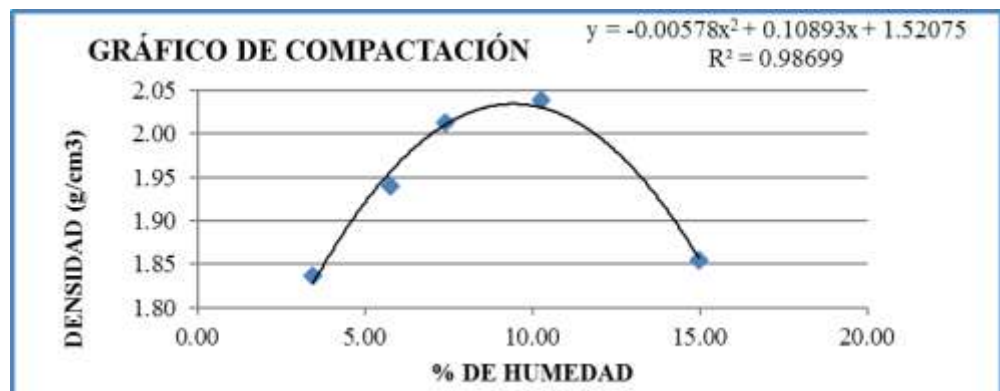


Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 2.02 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad optima = 9.82 %

Grafico N° 3.50. Curva de compactación del suelo fino 55 % y suelo granular 45 %



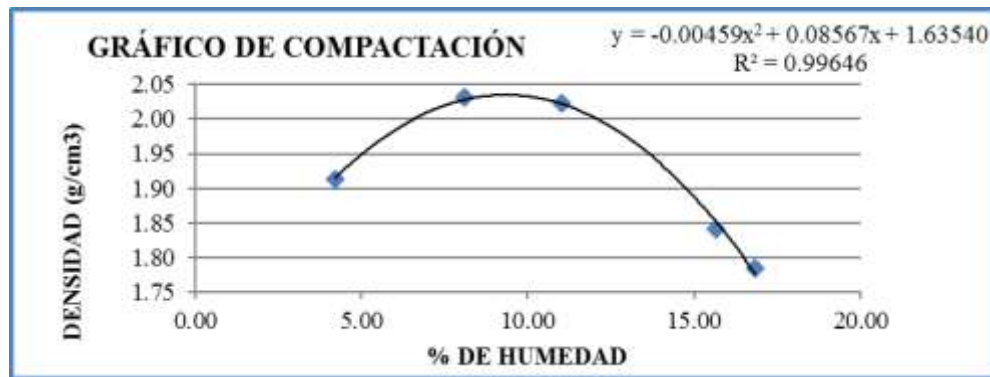
Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 2.03 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad optima = 9.42 %



Grafico N° 3.51. Curva de compactación del suelo fino 50 % y suelo granular 50 %



Fuente: Elaboración propia

Densidad máxima = 2.04 gr/cm<sup>3</sup>

Humedad óptima = 9.33 %

### 3.5.5. Relación de soporte de california C.B.R. de la mezcla de suelo - suelo (ASTM D 1883; AASHTO T-193)

Tabla N° 3.30. Ensayo de C.B.R. del suelo fino 95 % y suelo granular 5 %

Contenido de humedad y peso unitario											
N° capas	5			5			5				
N° golpes por capa	12			25			56				
Condición de muestra	Antes de mojarse		D. de M	Antes de mojarse		D. de M	Antes de mojarse		D. de M		
Peso muestra húm.+molde	11288.90		11670	11432		11795	12315		12550		
Peso molde	7276.10		7297	7262		7281	7935.40		8003		
Peso muestra húmeda	4012.80		4374	4170		4514	4379.60		4548		
Volumen de la muestra	2032		2032	2032		2032	2032		2032		
Peso unit. muestra húm.	1.98		2.15	2.05		2.22	2.16		2.24		
Muestra de humedad	Fondo	Superf.	2" sup.	Fondo	Superf.	2" sup.	Fondo	Superf.	2" sup.		
Tara N°	1	2	3	1	2	3	1	2	3		
Peso muestra húm + tara	181	154.80	141.50	155.50	129.10	166	125.50	143	154.60		
Peso muestra seca + tara	152	132.80	116.20	133	111.20	137	109.20	126	131.80		
Peso del agua	29	22	25.30	22.50	17.90	29	16.30	17.80	22.80		
Peso de tara	16.60	20.40	17.80	19.50	16.60	17.90	18.60	17.80	18.50		
Peso de la muestra seca	135.40	112.40	98.40	113.50	94.60	119.10	90.60	108	113.30		
Contenido humedad %	21.42	19.57	25.71	19.82	18.92	24.35	17.99	16.50	20.12		
Promedio cont. humedad	20.50		25.71	19.37		24.35	17.25		20.12		
Peso unit.muestra seca	1.64		1.71	1.72		1.79	1.84		1.86		
Expansión											
Fecha	Hora	Tiempo en días	Molde N° 1			Molde N° 2			Molde N° 3		
			Lect. extens.	Expansión		Lect. extens.	Expansión		Lect. extens.	Expansión	
			cm.	cm.	%	cm.	cm.	%	cm.	cm.	%
27-feb	11:00	1	0.08	0.01	0	0.05	0.01	0	0.08	0.01	0
28-feb	11:00	2	0.22	0.02	0.08	0.25	0.02	0.11	0.21	0.02	0.08
01-mar	11:00	3	0.22	0.02	0.08	0.25	0.03	0.11	0.22	0.02	0.08
06-mar	11:00	4	0.22	0.02	0.08	0.25	0.03	0.11	0.22	0.02	0.08

**C.B.R.**

Penetración		Carga normal	Molde N° 1				Molde N° 2				Molde N° 3			
			Carga ensayo		C.B.R. Correg		Carga ensayo		C.B.R. Correg		Carga ensayo		C.B.R. Correg	
Pulg.	mm	Kg	Kg	Kg/cm2	Kg	%	Kg	Kg/cm2	Kg	%	Kg	Kg/cm2	Kg	%
0	0		0.00	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00		
0.025	0.63		42.00	2.17			44.50	2.30			47.00	2.43		
0.05	1.27		47.00	2.43			54.50	2.82			67.00	3.46		
0.075	1.9		52.00	2.69			62.00	3.20			69.50	3.59		
0.1	2.54	1360	62.00	3.20		<b>4.56</b>	67.00	3.46		<b>4.93</b>	72.00	3.72		<b>5.29</b>
0.2	5.08	2040	79.50	4.11		<b>3.90</b>	97.00	5.01		<b>4.75</b>	107.00	5.53		<b>5.25</b>
0.3	7.62		92.00	4.75			122.00	6.30			204.50	10.57		
0.4	10.16		109.50	5.66			142.00	7.34			267.00	13.80		
0.5	12.7		117.00	6.05			167.00	8.63			317.00	16.48		

Fuente: Elaboración propia

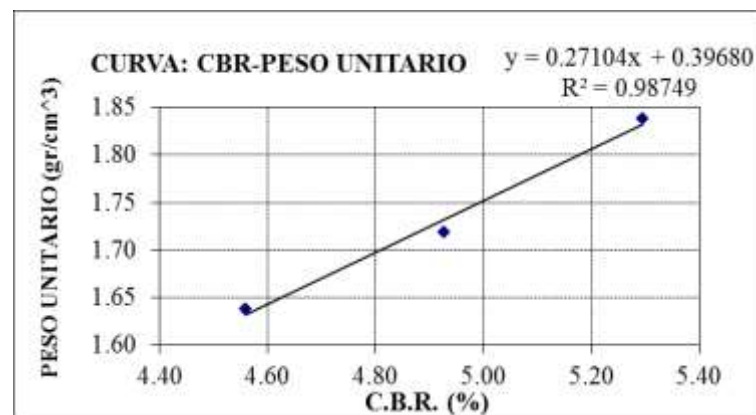
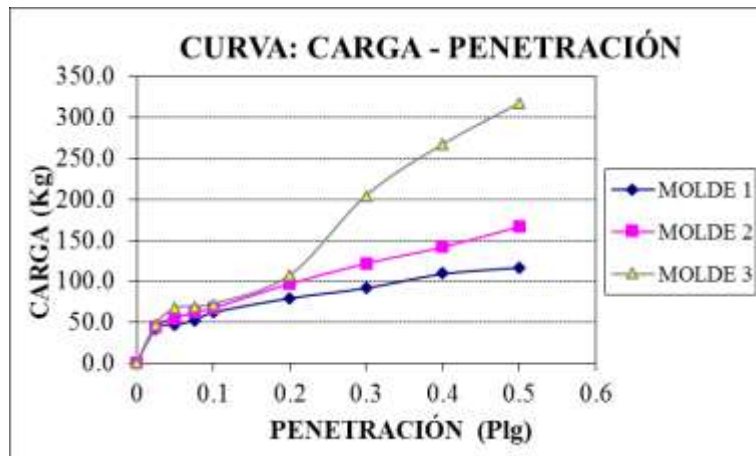
**Nota:** Los siguientes resultados se encuentran en anexos.

Tabla N° 3.31. Resumen de resultados del ensayo de C.B.R. de los suelos estabilizados.

Número de muestras	Número de golpes		
	12 golpes	25 golpes	56 golpes
<b>Muestra 1 C.B.R.(%)</b>	4.56	4.93	5.29
<b>Muestra 2 C.B.R.(%)</b>	3.46	4.56	5.66
<b>Muestra 3 C.B.R.(%)</b>	4.93	6.76	7.32
<b>Muestra 4 C.B.R.(%)</b>	4.56	7.50	8.05
<b>Muestra 5 C.B.R.(%)</b>	6.58	8.24	9.52
<b>Muestra 6 C.B.R.(%)</b>	6.58	7.68	9.34
<b>Muestra 7 C.B.R.(%)</b>	4.56	6.76	11.73
<b>Muestra 8 C.B.R.(%)</b>	4.56	8.42	13.01
<b>Muestra 9 C.B.R.(%)</b>	9.52	12.28	13.38
<b>Muestra 10 C.B.R.(%)</b>	10.44	12.28	16.88

Fuente: Elaboración propia

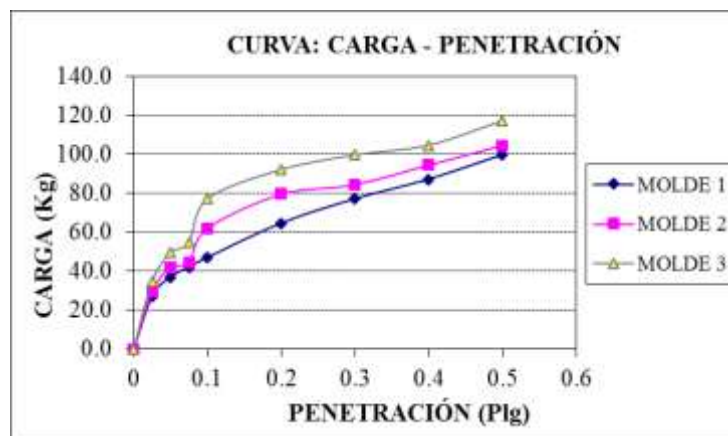
Grafico N° 3.52. Grafico carga – penetración del suelo fino 95 % y suelo granular 5 %



CBR 100 % D.máx
5.34 %
CBR 95 % D.máx
5.00 %

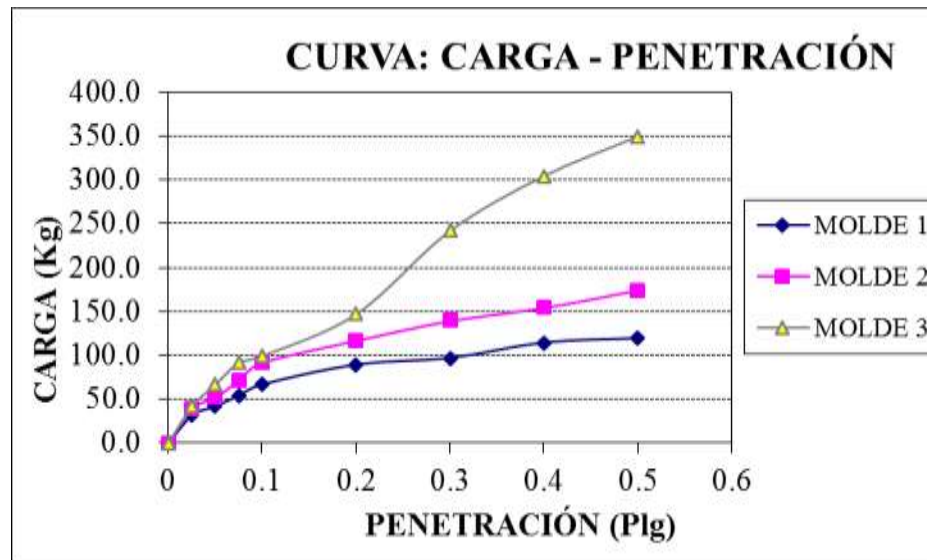
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.53. Grafico carga – penetración del suelo fino 90 % y suelo granular 10 %



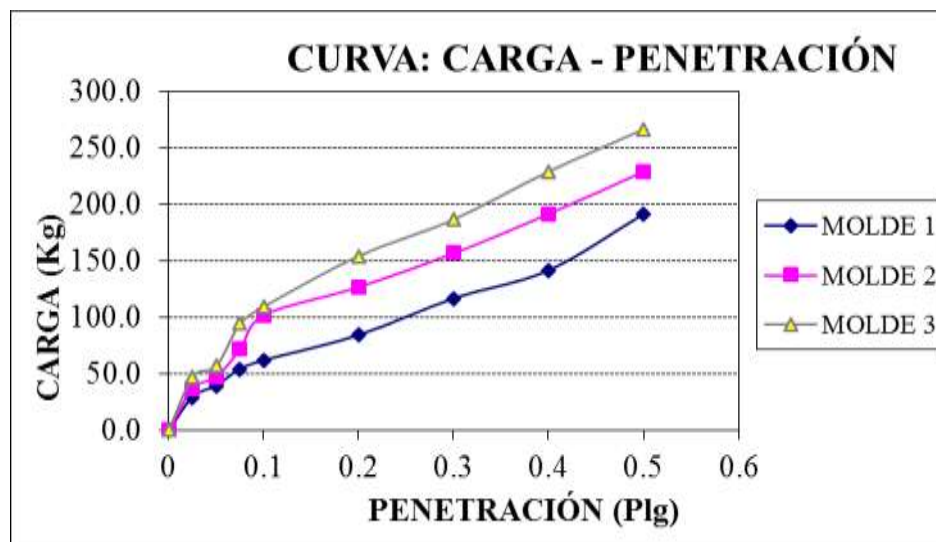
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.54. Grafico carga – penetración del suelo fino 85 % y suelo granular 15 %



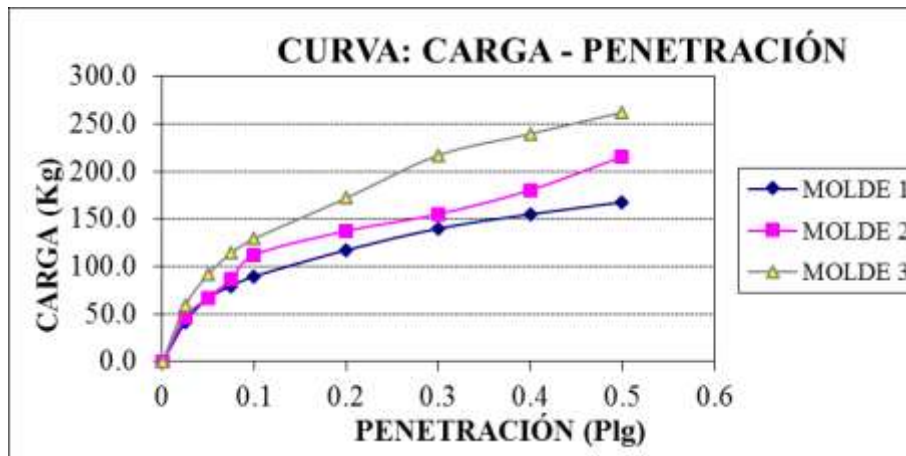
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.55. Grafico carga – penetración del suelo fino 80 % y suelo granular 20 %



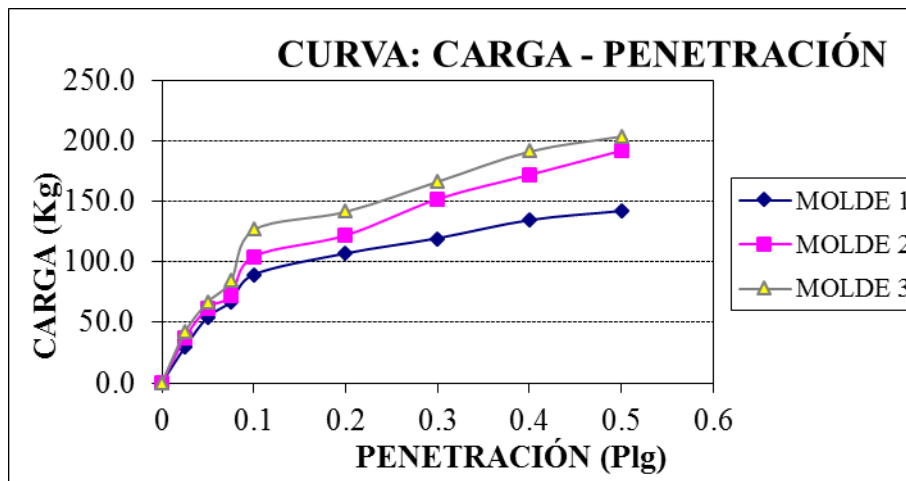
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.56. Grafico carga – penetración del suelo fino 75 % y suelo granular 25 %



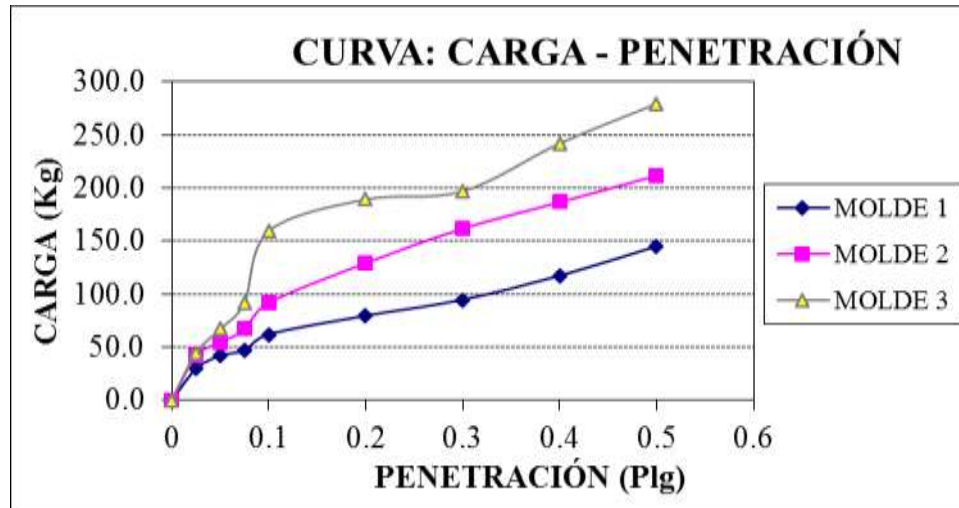
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.57. Grafico carga – penetración del suelo fino 70 % y suelo granular 30 %



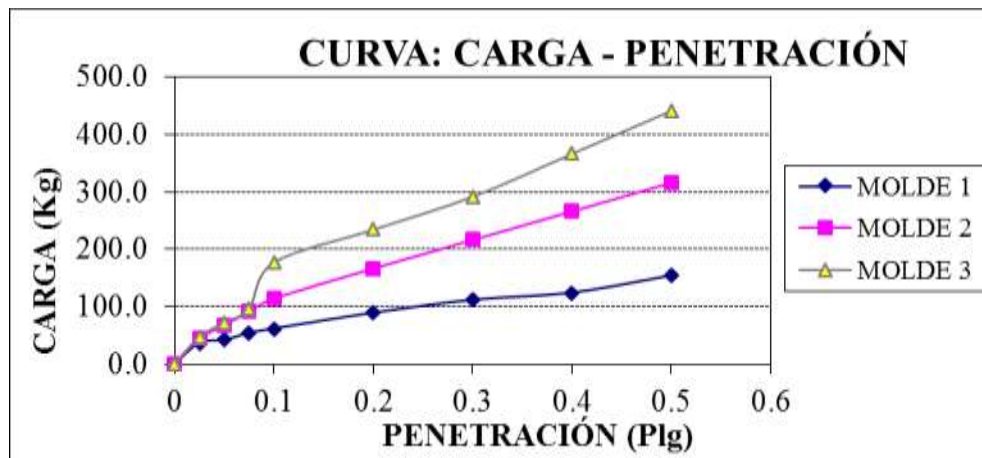
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.58. Grafico carga – penetración del suelo fino 65 % y suelo granular 35 %



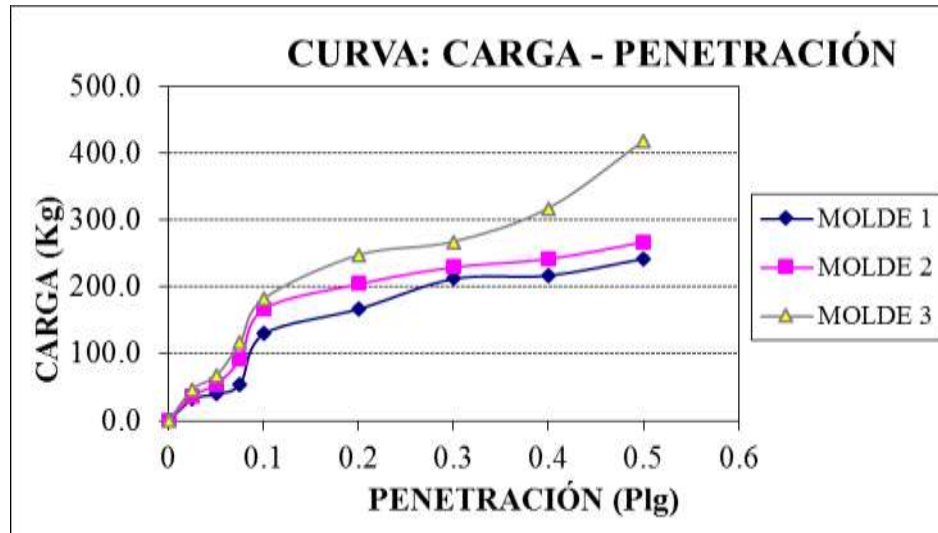
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.59. Grafico carga – penetración del suelo fino 60 % y suelo granular 40 %



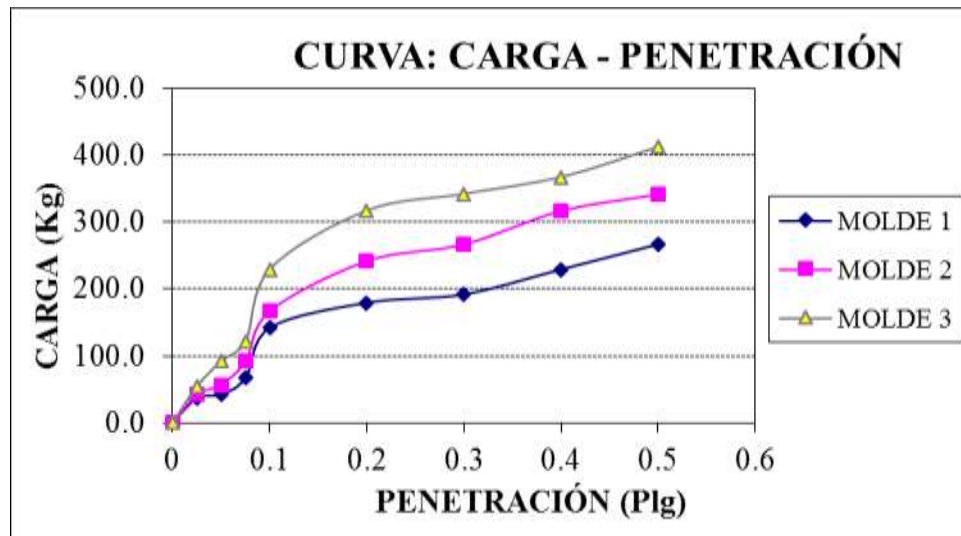
Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.60. Grafico carga – penetración del suelo fino 55 % y suelo granular 45 %



Fuente: Elaboración propia

Grafico N° 3.61. Grafico carga – penetración del suelo fino 50 % y suelo granular 50 %



Fuente: Elaboración propia

### 3.5.6. Clasificación de la mezcla de suelo - suelo

Tabla N° 3.32. Resumen de resultados de la clasificación de los suelos estabilizados.

N°	Suelo origen AASHTO SUCS	Suelo estabilizado AASHTO SUCS	Descripción
1	A - 6 <sub>(18)</sub> CL	A-6 <sub>(17)</sub> CL	Predomina la arcilla, más del 75 % del material pasa el tamiz N°200, este suelo suele contener pequeños porcentajes de arena fina y limo cuyas características son absorbidas por el gran porcentaje de arcilla.
2	A - 6 <sub>(18)</sub> CL	A-6 <sub>(17)</sub> CL	Predomina la arcilla, más del 75 % del material pasa el tamiz N°200, este suelo suele contener pequeños porcentajes de arena fina y limo cuyas características son absorbidas por el gran porcentaje de arcilla.
3	A - 6 <sub>(18)</sub> CL	A-6 <sub>(12)</sub> CL	Predomina la arcilla, más del 75 % del material pasa el tamiz N°200, este suelo suele contener pequeños porcentajes de arena fina y limo cuyas características son absorbidas por el gran porcentaje de arcilla.
4	A - 6 <sub>(18)</sub> CL	A-4 <sub>(9)</sub> CL	Son suelos limosos, poco o nada plásticos, puede contener más de un 75% del material que pasa el tamiz N° 200.
5	A - 6 <sub>(18)</sub> CL	A-4 <sub>(9)</sub> SC	Son suelos limosos, poco o nada plásticos, puede contener más de un 75% del material que pasa el tamiz N° 200.
6	A - 6 <sub>(18)</sub> CL	A-4 <sub>(8)</sub> SC	Son suelos limosos, poco o nada plásticos, puede contener más de un 75% del material que pasa el tamiz N° 200.
7	A - 6 <sub>(18)</sub> CL	A-4 <sub>(6)</sub> SM - SC	Son suelos limosos, poco o nada plásticos, puede contener más de un 75% del material que pasa el tamiz N° 200.
8	A - 6 <sub>(18)</sub> CL	A-4 <sub>(5)</sub> SM - SC	Son suelos limosos, poco o nada plásticos, puede contener más de un 75% del material que pasa el tamiz N° 200.
9	A - 6 <sub>(18)</sub> CL	A-2-4 <sub>(3)</sub> SM	El contenido de material fino es menor o igual al 35%, la fracción que pasa el tamiz N°40, se comporta igual a los grupos A-4 y A-5 respectivamente. Son gravas y arenas (arenas gruesas), que contienen limo y arcilla en cantidades reducidas, cuya plasticidad es baja, pero que excede al Grupo A-1, también incluye la arena fina con limos no plásticos que se describirán en el grupo A-3.
10	A - 6 <sub>(18)</sub> CL	A-2-4 <sub>(2)</sub> SM	El contenido de material fino es menor o igual al 35%, la fracción que pasa el tamiz N°40, se comporta igual a los grupos A-4 y A-5 respectivamente. Son gravas y arenas (arenas gruesas), que contienen limo y arcilla en cantidades reducidas, cuya plasticidad es baja, pero que excede al Grupo A-1, también incluye la arena fina con limos no plásticos que se describirán en el grupo A-3.

Fuente: Elaboración propia



**CAPÍTULO IV**  
**ANÁLISIS DE LOS MÉTODOS**  
**RACIONAL Y AASHTO 93**

## CAPITULO IV

### ANÁLISIS DE LOS MÉTODOS RACIONAL Y AASHTO 93

#### 4.1 SELECCIÓN DEL RESULTADO DE MEZCLAS DE SUELO FINO Y SUELO GRANULAR

Tabla N°4.1. Resumen de resultados de resistencia de suelos estabilizados

<b>CBR laboratorio (%) Sumergido-Saturado</b>				
<b>N° de muestra</b>	<b>Capa</b>	<b>% de Suelo Fino</b>	<b>% de Suelo Granular</b>	<b>CBR (%) Suelo Estabilizado</b>
1	Sub-rasante	95%	5%	5
2		90%	10%	6
3		85%	15%	7
4		80%	20%	8
5		75%	25%	10
6		70%	30%	11
7		65%	35%	12
8		60%	40%	13
9		55%	45%	14
10		50%	50%	18

Fuente: Elaboración propia

De la tabla N°4.1. Sea definido que la relación de CBR de 11 % y un IP de 8%, es de un 70% de suelo fino y 30 % de suelo granular, se usó un CBR de 11 %, con el propósito de diseñar espesores mínimos de la capa estructural de un pavimento flexible.

#### 4.2. ESTUDIO DE TRÁFICO

Tabla N°4.2. Resumen total del aforo vehicular

<b>Fecha</b>	<b>Código</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>Mb</b>	<b>B2</b>	<b>B3</b>	<b>C2m</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>	<b>Csr</b>	<b>Cr</b>	<b>12</b>
	<b>Día</b>												
14/12/20	Lunes	580	95	5	70	1	57	4	2	0	0	0	0
15/12/20	Martes	559	91	2	63	4	54	7	1	0	0	0	0
16/12/20	Miércoles	560	80	0	60	0	50	2	0	0	0	0	0
17/12/20	Jueves	570	90	0	58	1	49	3	1	0	0	0	0
18/12/20	Viernes	568	75	1	65	0	51	1	0	0	0	0	0
19/12/20	Sábado	492	86	0	50	2	40	0	0	0	0	0	0
20/12/20	Domingo	300	20	0	45	0	30	0	0	0	0	0	0
<b>Total</b>		3629	537	8	411	8	331	17	4	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

### Tránsito promedio diario anual

$$TPD_{AÑO} = T.P.D.S. * \left(1 + \frac{i(\%)}{100}\right)$$

**Dónde:**

$TPDS$  = Tránsito promedio diario semanal

$i$  = Tasa de crecimiento (%)

### Proyección del tráfico

$$TD = TPDA * FC * Fd * Fc$$

### Factor de crecimiento (FC)

$$FC = \frac{(1 + i)^n}{i} * 365$$

Tabla N°4.3. Periodo de diseño

TIPO DE CARRETERA	PERIODO DE DISEÑO
Urbana de tránsito elevado	30-50 AÑOS
Interurbana de tránsito elevado	20-50 AÑOS
Pavimentada de baja intensidad de tránsito	15-25 AÑOS
De baja intensidad de tránsito, pavimentación con grava	10-20 AÑOS

Fuente: Periodo Sugerido por la Guía AASHTO 1993

$i = 5 \%$  Dato proporcionado por el Gobierno Municipal de Tarija

$n = 20$  años Se elige de la anterior tabla N°4.3.

### Factor de sentido (Fd)

El factor de Sentido se emplea para diferenciar las vialidades de un sentido, las de doble sentido de manera que para vialidades en doble sentido se utiliza un factor de 0.5 y para vialidades en un solo sentido un factor de 1.0

$Fd = 0.5$

### Factor de carril (Fc)

Después de ser afectado el tráfico por el factor de Sentido, también debemos de analizar el número de carriles por sentido.

Tabla N°4.4. Factor de carril

Número de Carriles en cada Dirección	Fc
1	1
2	0.80-1
3	0.60-0.80
4	0.50-0.75

Fuente: Guía AASHTO 1993

**Fc = 1****Factor camión (TF)**

Para expresar el daño que produce el tráfico, en términos del deterioro que produce un vehículo en particular, hay que considerar la suma de los daños producidos por cada eje de ese tipo de vehículo. De este criterio nace el concepto de Factor de Camión, que se define como el número de ESAL's por número de vehículo. Este factor puede ser calculado para cada tipo de camiones, o para todos los vehículos como un promedio de una determinada configuración de tráfico.

$$TF = \frac{N^{\circ} \text{ ESAL's}}{N^{\circ} \text{ DE CAMIONES (TPDA)}}$$

**Número total de ejes simples equivalentes (ESAL's)**

Se calcula para el carril de diseño utilizando la siguiente ecuación:

$$ESAL's = TPDA * FC * Fd * Fc * TF * 365$$

**Dónde:**

TPDA = Tránsito promedio diario anual

FC= Factor de crecimiento

Fd= Factor de distribución direccional

Fc= Factor de distribución por carril

TF = Factor de camión

Tabla N°4.5. Resultados del estudio de tráfico.

VEHICULOS CÓDIGO	TPDA	FD	fc	FC	TD	N°ESAL's	FACTOR CAMION	N°ESAL's
<b>1</b>	986	0.5	1	19369	9548953.1	1956.8	0.11	1089721.966
<b>2</b>	154	0.5	1	19369	1491418.6	305.6	0.11	170199.9825
<b>3</b>	15	0.5	1	19369	145268.0	29.8	0.11	16577.92038
<b>MB</b>	986	0.5	1	19369	9548953.1	1261856.0	0.11	1089721.966
<b>B2</b>	15	0.5	1	19369	145268.0	246173.6	0.11	16577.92038
<b>B3</b>	98	0.5	1	19369	949084.6	851692.4	0.11	108309.0798
<b>C2m</b>	16	0.5	1	19369	154952.6	20476.4	0.11	17683.11507
<b>C2</b>	14	0.5	1	19369	135583.5	141774.3	0.11	15472.72569
<b>C3</b>	0	0.5	1	19369	0.0	0.0	0.11	0
<b>CSR</b>	0	0.5	1	19369	0.0	0.0	0.11	0
<b>CR</b>	0	0.5	1	19369	0.0	0.0	0.11	0
<b>12</b>	0	0.5	1	19369	0.0	0.0	0.11	0
<b>TOTAL</b>					22119482	2524264.7		<b>2524265</b>

Fuente: Elaboración propia

**ESAL's DISEÑO = 1262132** ejes equivalentes de 18kips ó 8.2Ton

### 4.3. ANÁLISIS DEL MÉTODO AASHTO 93

#### 4.3.1. Parámetros de diseño para el método AASHTO 93

Se presentan los datos necesarios para aplicar el método AASHTO 93, de la tabla N° 4.1. y se muestran todos los datos extraídos de tablas, ábacos encontrados en el documento.

Tabla N°4.6. Parámetros

$W_{18}$	<b>1262132</b>	ejes equivalentes de 18kips ó 8.2Ton	
Índice de servicio - inicial $P_o$	<b>4.2</b>	para pavimento flexible	
Índice de servicio - terminal $P_t$	<b>2</b>	para caminos de menor tránsito	
Confiabilidad	<b>90</b>	(%)	
$Z_r$	<b>-1.282</b>		
$\Delta PSI$	<b>2.2</b>		
$S_o$	<b>0.45</b>		
Características de materiales por tablas y ábacos			
Material	MR módulo resiliente (PSI)	Coefficiente estructural (a)	Coefficiente de drenaje (m)
Concreto asfáltico	450000	0.44	0
Base granular	28400	0.132	1
Sub base granular	14700	0.107	1

Fuente: Elaboración propia

- **Número estructural**

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3$$

Donde:

a = Coeficiente estructural.

D = Espesor en pulgadas.

m = Coeficiente de drenaje

Tabla N°4.7. Espesores mínimos de concreto asfáltico y base granular

Número de ESAL's	Concreto asfáltico	Concreto asfáltico	Base granular	Base granular
Menos de 50,000	2.5 cm		10 cm	4 "
50,000 – 150,000	5.0 cm	2"	10 cm	4 "
150,000 – 500,000	6.5 cm	2.5"	10 cm	4 "
<b>500,000 – 2,000,000</b>	<b>7.5 cm</b>	<b>3"</b>	<b>15 cm</b>	<b>6 "</b>
2,000,000 – 7,000,000	9.0 cm	3.5"	15 cm	6 "
Más de 7,000,000	10.0 cm	4"	15 cm	6 "

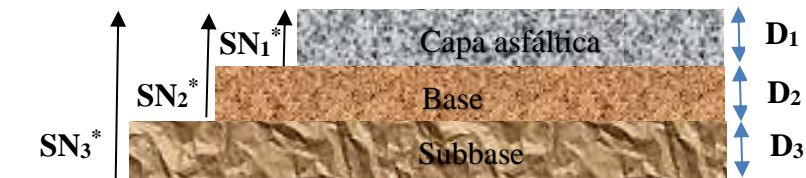
Fuente: AASTHO 1993

D1 y D2 son espesores mínimos que dependerán del número de ejes W18 que se tiene para el diseño en nuestro caso tenemos 1,262,132 entonces vamos a la tabla N°4.7. donde dice 500,000 – 2,000,000 y nos indica que para la capa asfáltica y para la base granular el espesor será:

	espesor	Pulg.	cm.	cm.
<b>Concreto asfáltico</b>	D <sub>1</sub> =	3	7.5	8
<b>Base granular</b>	D <sub>2</sub> =	6	15	15

- **Espesores mínimos en función del número estructural (SN)**

Esta metodología se basa en el concepto de que las capas granulares no tratadas deben estar protegidas de tensiones verticales excesivas que les producirían deformaciones permanentes.



Ecuación básica para el diseño de la estructura de un pavimento flexible.

$$\log W_{18} = Z_R S_O + 9.36 \log(SN+1) - 0.20 + \frac{\text{Log} \left[ \frac{\Delta PSI}{4.2-1.5} \right]}{0.40 + \left[ \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}} \right]} + 2.32 \log M_R - 8.07$$

### Calculo del número estructural requerido por la capa asfáltica

- **Espesor de la carpeta asfáltica**

D1 es el espesor mínimo que dependerán del número de ESAL's o número de ejes W18 que se tiene para el diseño en nuestro caso tenemos 1,262,132 entonces vamos a la tabla N°4.7. donde dice 500,000 – 2,000,000 y nos indica que para la capa asfáltica el espesor será:

$$D_1 = 7.5 \text{ cm se adopta } 8 \text{ cm} = 3 \text{ pulg}$$

Se corrige el número estructural de la carpeta asfáltica debido a la aproximación del espesor.

$$\boxed{SN_1^* = a_1 * D_1^* > SN_1}$$

$$SN_1^* = 0.44 * 3 = \mathbf{1.32}$$

### Calculo del número estructural requerido por la base granular

- **Calculo del espesor de la base granular**

$D_2$  es el espesor mínimo que dependerán del número de ESAL's o número de ejes W18 que se tiene para el diseño en nuestro caso tenemos 1,262,132 entonces vamos a la tabla N°4.7. donde dice 500,000 – 2,000,000 y nos indica que para la base granular el espesor será:

$$D_2 = 15 \text{ cm} = 6 \text{ pulg.}$$

Se corrige el número estructural de la base granular debido a la aproximación del espesor.

$$\boxed{SN_2^* = a_2 * D_2^* * m_2}$$

$$SN_2^* = 0.132 * 6 * 1 = \mathbf{0.79}$$

### Calculo del módulo de resiliencia (MR) de la subrasante.

**CBR= 11%**

$$MR = 3000 \times CBR^{0.65} \quad \text{para } 7.2\% \leq CBR \leq 20.0\%$$

$$MR = 3000 \times 11^{0.65}$$

$$MR = 14256.95 \text{ (Psi)}$$

### Calculo del número estructural requerido por la subbase granular

$$\log 1262132 = -1.282 * 0.45 + 9.36 \log(SN+1) - 0.20 + \frac{\log \left[ \frac{2.2}{4.2-1.5} \right]}{0.40 + \left[ \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}} \right]} + 2.32 \log 14256.95 - 8.07$$

Realizando la iteración:

$$SN_3 = 2.75$$



- **Calculo del espesor de la subbase granular**

$$a_1 * D_1 + a_2 * m_2 * D_2 + a_3 * m_3 D_3 = SN$$

$$D_3^* = \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 * m_3}$$

$$D_3^* = \frac{SN_3 - (a_1 * D_1 + a_2 * D_2 * m_2)}{a_3 * m_3}$$

$$D_3^* = \frac{2.75 - (0.44 * 3 + 0.132 * 6 * 1)}{0.107 * 1}$$

$$D_3^* = 5.96 \text{ pulg. se adopta } 6 \text{ pulg.}$$

Se corrige el número estructural de la subbase granular debido a la aproximación del espesor.

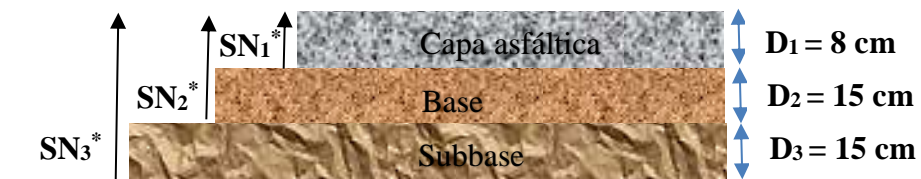
$$SN_3^* = a_3 * D_3^* * m_3$$

$$SN_3^* = 0.107 * 6 * 1 = 0.64$$

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* \geq SN_3$$

$$1.32 + 0.79 + 0.64 \geq 2.75$$

$$2.75 \geq 2.75$$



### Calculo del módulo de resiliencia (MR) de la subrasante.

Para calcular el módulo de resiliencia a partir del CBR se han desarrollado las siguientes formulas empíricas:

$$MR_{\text{subrasante}} = 1500 \times \text{CBR} \quad \text{para } \text{CBR} < 7.2\%$$

$$MR_{\text{subrasante}} = 3000 \times \text{CBR}^{0.65} \quad \text{para } 7.2\% \leq \text{CBR} \leq 20.0$$

### Cálculo del número estructural requerido y cálculo del espesor.

Tabla N°4.8. Resumen de resultados del número estructural

CBR (%)	Mr subrasante (Psi)	SN <sub>3</sub>	SN <sub>1</sub> <sup>*</sup>	SN <sub>2</sub> <sup>*</sup>	SN <sub>3</sub> <sup>*</sup>	D <sub>1</sub> (Pulg)	D <sub>2</sub> (Pulg)	D <sub>3</sub> (Pulg)
5	7500	3.44	1.32	0.79	3.44	3	6	12
6	9000	3.23	1.32	0.79	3.23	3	6	10
7	10500	3.06	1.32	0.79	3.06	3	6	9
8	11591.24	2.95	1.32	0.79	2.95	3	6	8
10	13400.51	2.81	1.32	0.79	2.81	3	6	6
11	14256.95	2.75	1.32	0.79	2.75	3	6	6
12	15086.52	2.69	1.32	0.79	2.75	3	6	6
13	15892.22	2.64	1.32	0.79	2.75	3	6	6
14	16676.48	2.59	1.32	0.79	2.75	3	6	6
18	19635.79	2.45	1.32	0.79	2.75	3	6	6

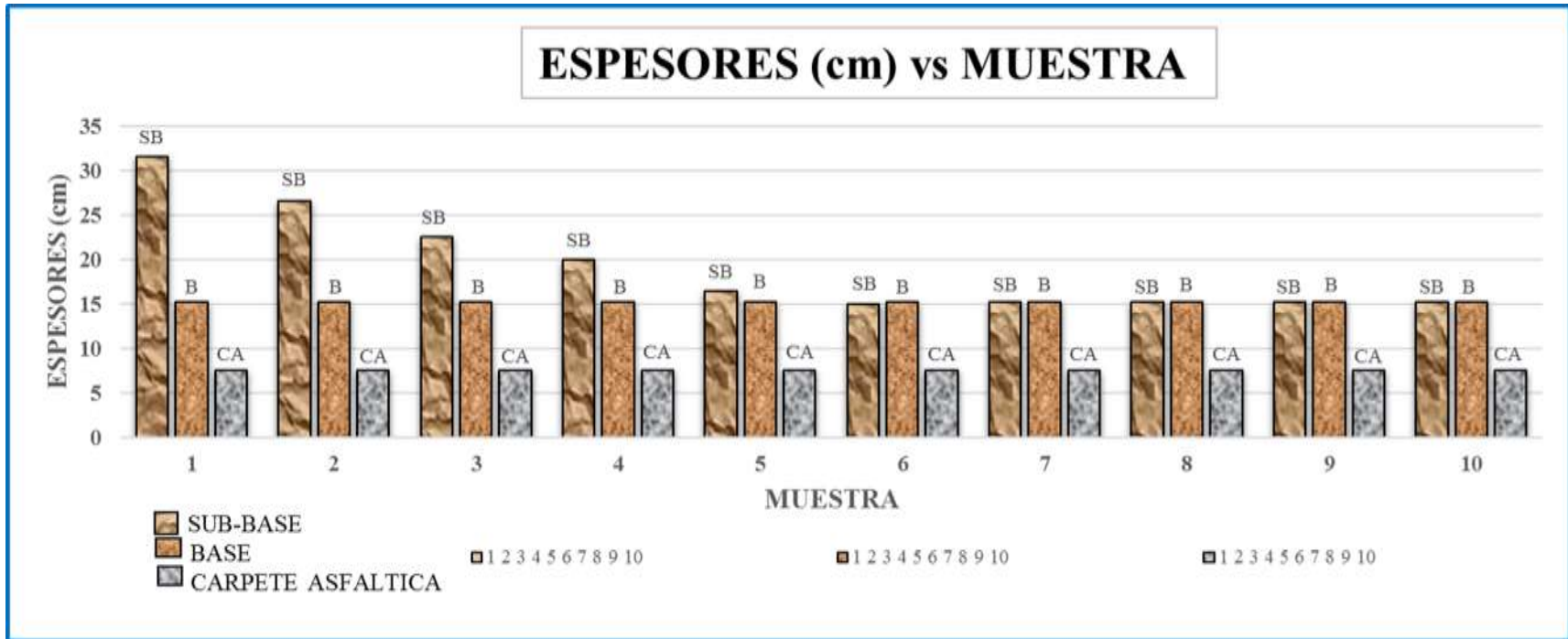
Fuente: Elaboración propia

Tabla N°4.9. Resumen de resultados del espesor

Espesores de la capa estructural			Espesor total de la capa estructural
D <sub>1</sub> (cm)	D <sub>2</sub> (cm)	D <sub>3</sub> (cm)	
8	15	32	54
8	15	27	49
8	15	22	45
8	15	20	43
8	15	16	39
8	15	15	38
8	15	15	38
8	15	15	38
8	15	15	38
8	15	15	38

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°4.1. Resultados de los espesores vs muestra



Fuente: Elaboración propia

Para el método AASHTO se obtuvo los siguientes resultados; como el número estructural requerido y en base a los espesores se calculó el número estructural efectivo donde:

$$SN_{\text{efectivo}} > SN_{\text{requerido}}$$

Para un C.B.R. de 11 (%) se tiene un valor de:

$$2.75 > 2.75$$

Realizando el grafico N°4.1. de los espesores vs muestra se puede observar que la capa sub-base desde un C.B.R. de 5 (%) hasta un C.B.R. de 10 (%) el espesor es variable y desde un C.B.R. de 11 (%) hasta un C.B.R. de 18 (%) el espesor es constante.

Para la capa base desde un C.B.R. de 5 (%) hasta un C.B.R. de 18 (%) el espesor se mantiene constante.

Para la carpeta asfáltica desde un C.B.R. de 5 (%) hasta un C.B.R. de 18 (%) el espesor se mantiene constante.

- **procedimiento para determinar el espesor de reemplazo en función al valor soporte o resistencia del suelo.**

$a_4$ : Coeficiente estructural de la capa sub-rasante mejorada, se recomienda el siguiente valor  $a_4 = 0.030$  para reemplazar la sub-rasante muy pobre y pobre, por una sub-rasante buena con CBR 11 – 19 %.

$m_4$ : coeficiente que refleja el drenaje

$$\Delta SN = SNe - SNm = 3.44 - 2.75 = 0.69$$

$$E = \frac{\Delta SN}{a_i \times m_i} = \frac{0.69}{0.030 * 1} = 23 \text{ pulg.}$$

$$E = 23 \text{ pulg} * 2.54 \text{ cm} / 1 \text{ pulg.} = 58.42 \text{ cm adoptamos } 60 \text{ cm}$$

$$E_{\text{sub-rasante}} = 60 \text{ cm}$$

Donde:

$E$ = Espesor de reemplazo en cm.

$a_i$ = Coeficiente estructural del material a colocar / cm

$m_i$ = Coeficiente de drenaje del material a colocar.

#### 4.4. ANÁLISIS DEL MÉTODO RACIONAL

Parámetros de diseño para el método racional.

##### 4.4.1. Espesores

El método racional consiste en asumir unos espesores para cada una de las capas de la estructura del pavimento. Se toman los siguientes espesores para hacer el diseño.

Tabla N°4.10. Espesores de la capa estructural

N°	Subrasante CBR (%)	Cap. Asfáltica	Base	Subbase	Cap. Asfáltica	Base	Subbase
		D <sub>1</sub> (pulg)	D <sub>2</sub> (pulg)	D <sub>3</sub> (pulg)	D <sub>1</sub> (cm)	D <sub>2</sub> (cm)	D <sub>3</sub> (cm)
1	5	3	6	12	8	15	32
2	6	3	6	10	8	15	27
3	7	3	6	9	8	15	22
4	8	3	6	8	8	15	20
5	10	3	6	6	8	15	16
6	11	3	6	6	8	15	15
7	12	3	6	6	8	15	15
8	13	3	6	6	8	15	15
9	14	3	6	6	8	15	15
10	18	3	6	6	8	15	15

Fuente: Elaboración propia

##### 4.4.2. Módulo resiliente (E)

El módulo resiliente se obtiene mediante la siguiente ecuación:

- **Calculo del módulo resiliente de la sub-rasante a partir del C.B.R.**

Para materiales de sub-rasante con  $CBR \leq 7.2\%$ .

$$MR = 1500 * CBR$$

Para materiales de sub-rasante con  $7.2\% \leq CBR \leq 20.0\%$

$$MR = 3000 * (CBR)^{0.65}$$

Para un CBR = 11 %

$$MR_{\text{subrasante}} = 3000 * (11)^{0.65}$$

$$MR_{\text{subrasante}} = 14257 \text{ (Psi)}$$

$$MR_{\text{subrasante}} = 14257 \frac{lb}{pulg^2} * \frac{1kg}{2.20 lb} * \left( \frac{1pulg}{2.54 cm} \right)^2$$

$$MR_{\text{subrasante}} = 1004 \frac{kg}{cm^2}$$

- **Calculo del módulo resiliente de la sub-base a partir del módulo de la sub-rasante.**

$$E_{SB} = E_{n+1} [1 + 7.18 \log(h_n) - 1.56 \log(E_{n+1}) \log(h_n)]$$

$$E_{SB} = 14257 [1 + 7.18 \log(7) - 1.56 \log(14257) \log(7)]$$

$$E_{SB} = 22741 \text{ (psi)}$$

**Donde:**

$E_{n+1}$  = Módulo resiliente de la sub-rasante (psi)

$h_n$  = Espesor de la sub-base (pulg)

$$E_{SB} = 22741 \frac{lb}{pulg^2} * \frac{1kg}{2.20 lb} * \left( \frac{1pulg}{2.54 cm} \right)^2$$

$$E_{SB} = 1602 \frac{kg}{cm^2}$$

- **Calculo del módulo resiliente de la base a partir del módulo de la sub-base.**

$$E_B = E_{n+1} [1 + 10.52 \log(h_n) - 2.1 \log(E_{n+1}) \log(h_n)]$$

$$E_B = 22741 [1 + 10.52 \log(6) - 2.1 \log(22741) \log(6)]$$

$$E_B = 46782 \text{ (psi)}$$

**Donde:**

$E_{n+1}$  = Módulo resiliente de la sub-base (psi)

$h_n$  = Espesor de la base (pulg)

$$E_B = 46782 \frac{lb}{pulg^2} * \frac{1kg}{2.20 lb} * \left( \frac{1pulg}{2.54 cm} \right)^2$$

$$E_B = 3296 \frac{kg}{cm^2}$$

- **Módulo resiliente de la capa asfáltica.**

Módulo elástico del concreto asfáltico a 20°C (68°F) = 3100 MPa.

$$MR = 450000 \text{ Psi}$$

$$E_{CA} = 450000 \frac{lb}{pulg^2} * \frac{1kg}{2.20 lb} * \left( \frac{1pulg}{2.54 cm} \right)^2$$

$$E_{CA} = 31705 \frac{kg}{cm^2}$$

#### 4.4.3. Esfuerzos admisibles

$N = 1262132$  Número de ejes equivalentes

$E_{CA} = 31705$  (kg/cm<sup>2</sup>)

$E_{SR} = 1004$  (kg/cm<sup>2</sup>)

#### MÉTODO INSTITUTO DE ASFÁLTO

- **Leyes de fatiga para la deformación radial admisible en la base de la carpeta asfáltica.**

$$N = 0.0796 * \epsilon_{tadm}^{-3.291} * E_{CA}^{-0.854}$$

$$1262132 = 0.0796 * \epsilon_{tadm}^{-3.291} * 31705^{-0.854}$$

$$\epsilon_{tadm} = 0.000441$$

**Donde:**

$\epsilon_{tadm}$  = Deformación de tracción admisible de la capa asfáltica.

$N$  = Transito de diseño expresado en ejes equivalentes de 80 KN en el carril de diseño.

$E_{AC}$  = Módulo resiliente de la carpeta asfáltica (kg/cm<sup>2</sup>)

- **Leyes de fatiga para la deformación vertical admisible en la subrasante.**

$$N = 0.00000000136 * \epsilon_{Zadm}^{-4.477}$$

$$1262132 = 0.00000000136 * \epsilon_{Zadm}^{-4.477}$$

$$\epsilon_{Zadm} = 0.000454$$

**Donde:**

$\epsilon_{Zadm}$  = Deformación de compresión admisible sobre la subrasante.

$N$  = Transito de diseño expresado en ejes equivalentes de 80 KN en el carril de diseño.

- **Esfuerzo vertical admisible en la subrasante.**

$$\sigma_{Zadm} = 0.007 * \frac{E_{SR}}{1 + 0.7 * \log(N)}$$

$$\sigma_{Zadm} = 0.007 * \frac{1004}{1 + 0.7 * \log(1262132)}$$

$$\sigma_{Zadm} = 1.33$$

**Donde:**

$\sigma_{Zadm}$ = Esfuerzo vertical admisible de compresión sobre la subrasante (kg/cm<sup>2</sup>)

N= Transito de diseño expresado en ejes equivalentes de 80 KN en el carril de diseño.

$E_{SR}$ = Módulo resiliente de la subrasante (kg/cm<sup>2</sup>)

- **Leyes de fatiga en el comportamiento a la deflexión admisible de la estructura de pavimento.**

$$\Delta_{Zadm} = 25.64 * N^{-0.2383}$$

$$\Delta_{Zadm} = 25.64 * 1262132^{-0.2383}$$

$$\Delta_{Zadm} = 0.9016$$

**Donde:**

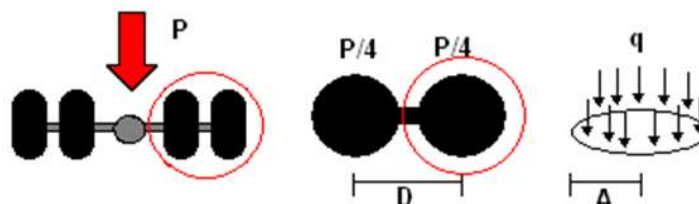
$\Delta_{Zadm}$ = Deflexión vertical admisible en la superficie (mm).

N= Transito de diseño expresado en ejes equivalentes de 80 KN en el carril de diseño.



#### 4.4.4. Carga en la superficie del pavimento

Teniendo en cuenta que el eje de referencia es de 8.2 ton, cada semi-eje está compuesto por un eje de ruedas gemelas representado por dos cargas que ejercen una presión uniformemente repartida de 5.594 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ) sobre dos discos de 10.8 cm de radio y con una separación entre ejes de 32.4 cm.



Modelo	P(ton)	A(cm)	D(cm)	q(kg/cm <sup>2</sup> )
MOPT UNICAUCA	8.2	10.8	32.4	5.6

#### 4.4.5. Relación de Poisson

El coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) es un parámetro característico de cada material que indica la relación entre las deformaciones longitudinales que sufre el material en sentido perpendicular a la fuerza aplicada y las deformaciones longitudinales en dirección de la fuerza aplicada sobre el mismo. Para la caracterización de las capas de las estructuras se tiene:

Tabla N° 4.11. Mezclas Asfálticas

Temperatura de la capa asfáltica (°C)	Relación de Poisson
< 5	0.15 – 0.20
5 – 21	0.20 – 0.30
21 – 37	0.30 – 0.40
37 – 54	0.40 – 0.48
> 54	0.45 – 0.48

Fuente: Luis Ricardo Vásquez Varela, M.Sc. 2018

Temperatura de la capa asfáltica es 20 °C

Tabla N° 4.12. Relación de Poisson

Material	Relación de Poisson
Suelo cal	0.15 – 0.20
Estabilizado con cal y ceniza volante	0.10 – 0.15
Estabilización de granulares con cemento	0.10 – 0.20
Estabilización de finos con cemento	0.15 – 0.35
Bases y subbases granulares	0.30 – 0.35
Subrasante de suelo fino	0.40
Subrasante de suelo granular	0.30

Fuente: Luis Ricardo Vásquez Varela, M.Sc. 2018

En materiales granulares, generalmente se asume una relación de poisson de 0.35.

Se tienen los siguientes valores normalmente empleados en el diseño racional de pavimentos.

Tabla N° 4.13. Relación de Poisson

Material	Relación de Poisson (u)
Carpeta Asfáltica	0.35
Capa Base	0.35
Capa Subbase	0.35
Capa Subrasante	0.40

Fuente: Luis Ricardo Vásquez Varela, M.Sc. 2018

#### 4.4.6. Aplicación de diseño de pavimento flexible por método RACIONAL

Para este ejemplo aplicativo se tienen algunos valores iniciales, como lo que corresponde a un estudio de tránsito.

Tabla N°4.14. Parámetros de diseño

<b>N=</b>	1262132	Número de ejes equivalentes
<b>Tmix=</b>	20	(°C)Temperatura de la capa asfáltica
<b>v=</b>	0.35	Relación de poisson para la capa asfáltica
<b>v =</b>	0.35	Relación de poisson para la capa base y sub-base
<b>v=</b>	0.40	Relación de poisson para la capa sub-rasante
<b>A=</b>	10.8	Radio de contacto (cm)
<b>q=</b>	5.594	Presión de contacto (Kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>D=</b>	32.4	Distancia de contacto (cm)

Fuente: Elaboración propia

- **Manejo del software DEPAV diseño método racional de pavimento**

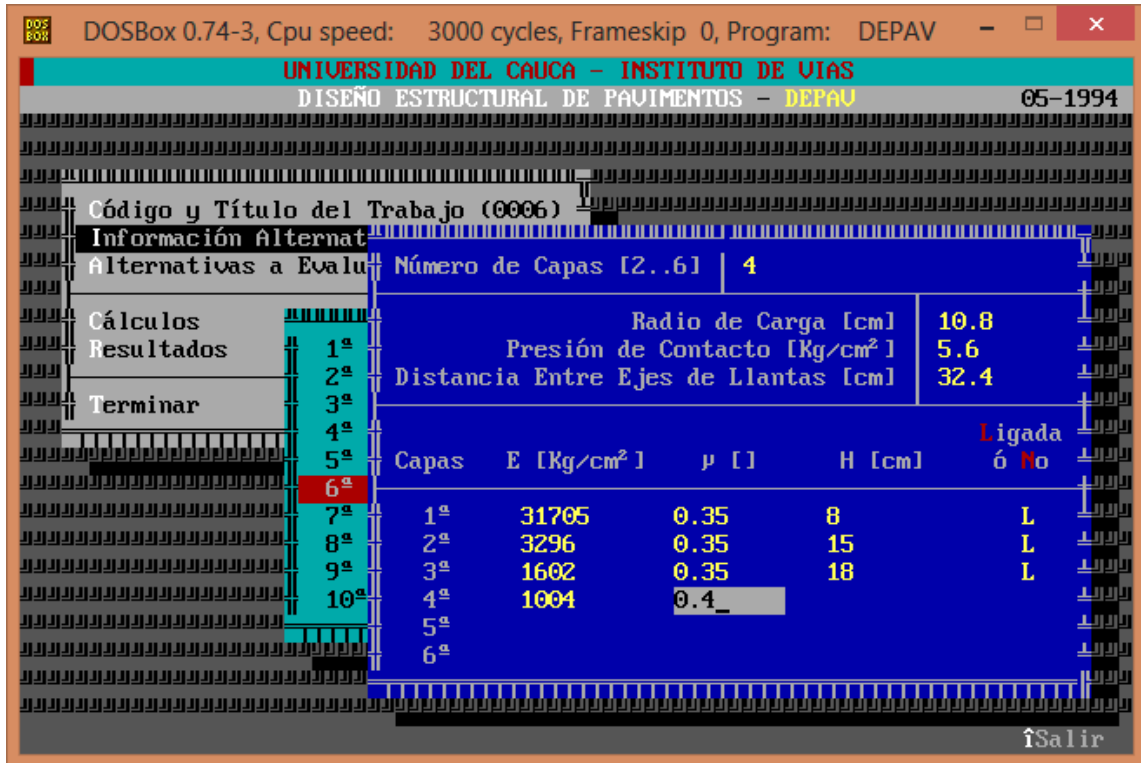
Partiendo de los datos de la caracterización de las capas de la estructura del pavimento, tales como CBR, módulos resilientes (E), se calculan los esfuerzos y deformaciones de la carpeta asfáltica (esfuerzos por tracción) y en la subrasante (esfuerzos por compresión), mediante el uso del software DEPAV.

Tabla N° 4.15. Características de las capas de la estructura del pavimento

Capas	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	(u)	D (cm)
Carpeta Asfáltica	31705	0.35	8
Base	3296	0.35	15
Subbase	1602	0.35	18
Subrasante	1004	0.40	

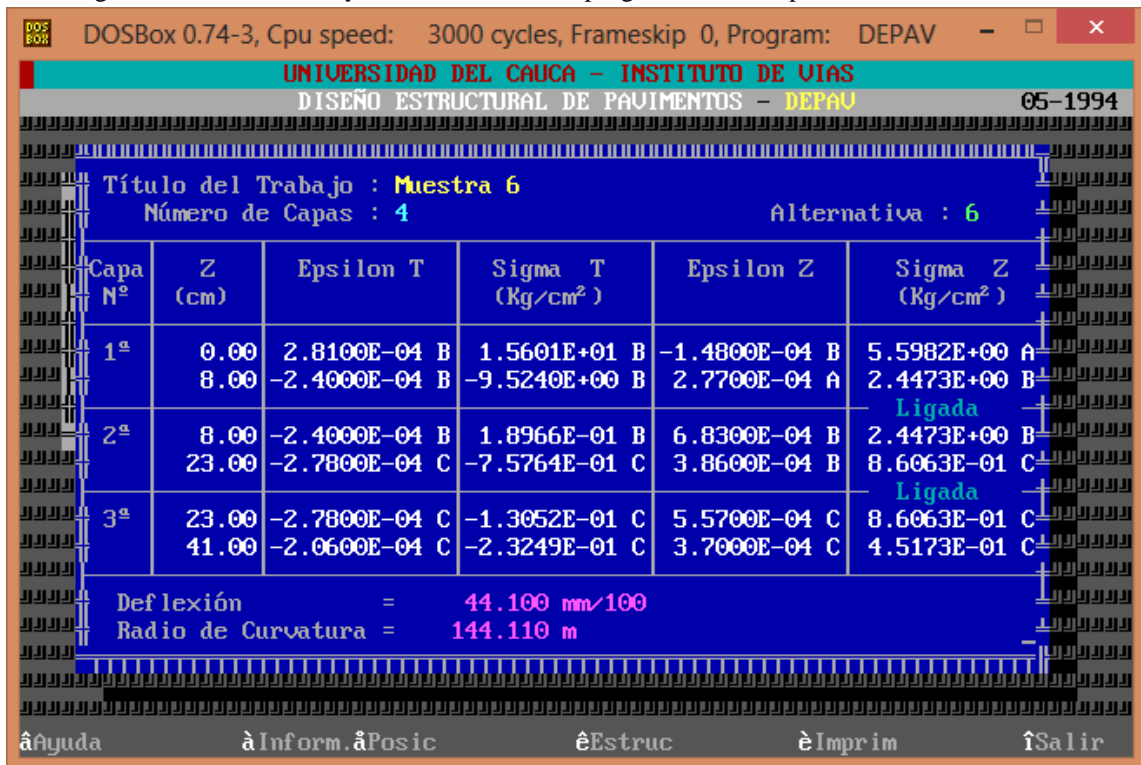
Fuente: Elaboración propia

Figura N° 4.1. Determinación de esfuerzos y deformaciones en el programa DEPAV para la estructura diseñada.



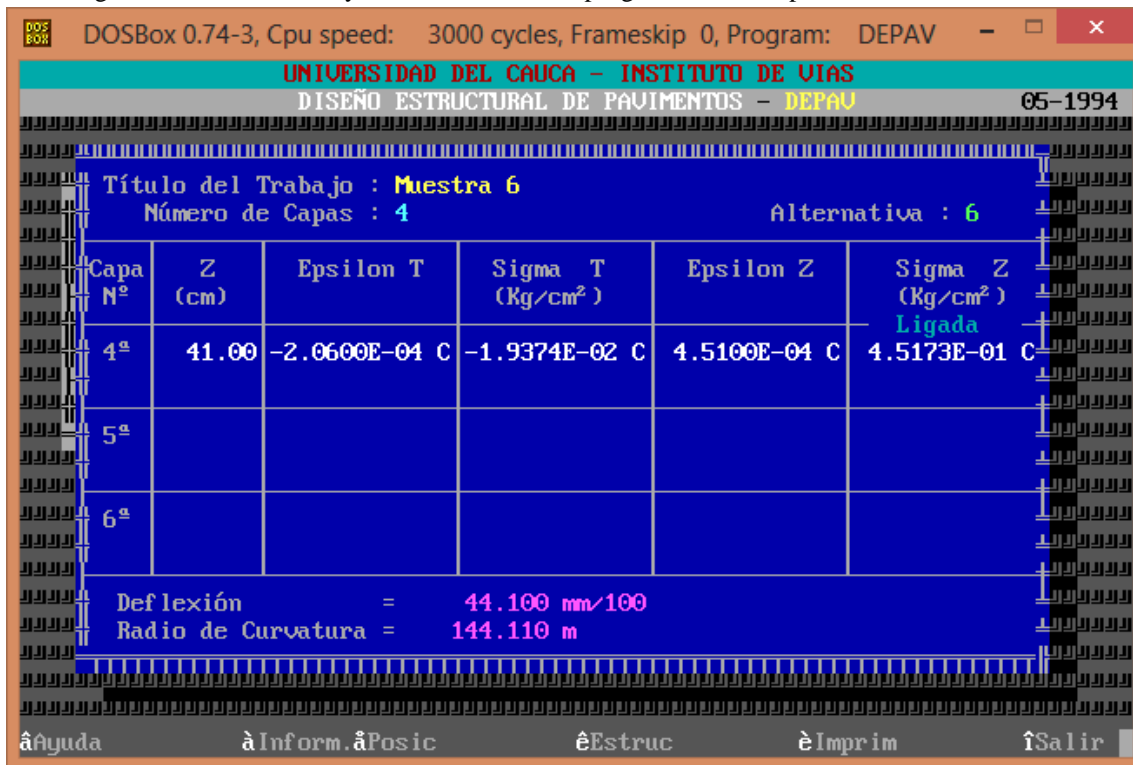
Fuente: Elaboración propia

Figura N° 4.2. Esfuerzos y deformaciones en el programa DEPAV para la estructura diseñada.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 4.3. Esfuerzos y deformaciones en el programa DEPAV para la estructura diseñada.



Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4.16. Comparación de los esfuerzos y deformaciones calculadas con las admisibles.

	Deformación admisible	Deformación calculada	$\epsilon_{\text{admisible}} \geq \epsilon_{\text{calculada}}$
$\epsilon_t$	$4.40692 \times 10^{-4}$	$2.40 \times 10^{-4}$	Cumple
$\epsilon_z$	$4.53719 \times 10^{-4}$	$4.51 \times 10^{-4}$	Cumple
	<b>Esfuerzo admisible</b>	<b>Esfuerzo calculada</b>	
$\sigma_z$	1.33	0.45173	Cumple
	<b>Deflexión admisible</b>	<b>Deflexión calculada</b>	
$\Delta_z$	0.9016	0.4410	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°4.17. Resumen de resultados del cálculo del módulo resiliente (E)

		Espesores de la capa estructural						Calculo del módulo resiliente (E)							
	SB-R	CA	B	SB-B	CA	B	SB-B	CA	B	SB-B	SB-R	CA	B	SB-B	SB-R
	CBR	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	E	E	E	E	E	E	E	E
N°	(%)	(pulg)	(pulg)	(pulg)	(cm)	(cm)	(cm)	(Psi)	(Psi)	(Psi)	(Psi)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )
1	5	4	6	12	9	16	32	450000	38926	16808	7500	31705	2743	1184	528
2	6	4	6	10	9	16	27	450000	41205	18272	9000	31705	2903	1287	634
3	7	4	6	9	9	16	23	450000	43215	19612	10500	31705	3045	1382	740
4	8	4	6	8	9	16	20	450000	44247	20318	11591	31705	3117	1431	817
5	10	3	6	7	8	16	19	450000	46754	22086	13401	31705	3294	1556	944
6	11	3	6	7	8	15	18	450000	46782	22741	14257	31705	3296	1602	1004
7	12	3	6	7	8	15	17	450000	47567	23325	15087	31705	3351	1643	1063
8	13	3	6	6	8	15	16	450000	48259	23846	15892	31705	3400	1680	1120
9	14	3	6	6	8	15	15	450000	48869	24310	16676	31705	3443	1713	1175
10	18	3	6	6	8	15	15	450000	52219	26948	19636	31705	3679	1899	1383

Fuente: Elaboración propia

Haciendo el análisis de resultados para el método RACIONAL se eligió un C.B.R. de 11 (%), tomando un 70 (%) de suelo fino y un 30 (%) de suelo granular.

Se analizó para el método RACIONAL un C.B.R. del 11 (%) y su módulo elástico de la capa asfáltica es (E) igual 31705 kg/cm<sup>2</sup>, módulo elástico de la capa base es (E) igual 3296 kg/cm<sup>2</sup>, módulo elástico de la capa sub-base es (E) igual 1602 kg/cm<sup>2</sup>, módulo elástico de la capa sub-rasante es (E) igual 1004 kg/cm<sup>2</sup>.

A menor (%) de C.B.R. su módulo elástico (E) es menor, y a mayor (%) de C.B.R. su módulo elástico (E) es mayor.

Tabla N°4.18. Resumen de resultados y comparación de los esfuerzos y deformaciones calculadas con las admisibles.

N°	Deformación por Tracción		Deformación por Compresión		Esfuerzo de Compresión		Deflexión	
	$\epsilon_{tadm}$	$\geq \epsilon_t$	$\epsilon_{Zadm}$	$\geq \epsilon_Z$	$\sigma_{Zadm}$	$\geq \sigma_Z$	$\Delta Z_{adm}$	$\geq \Delta_z$
1	0.000440692	0.000256	0.000453719	0.000451	0.70	0.23045	0.9016	0.6049
2	0.000440692	0.000247	0.000453719	0.000448	0.84	0.27736	0.9016	0.5479
3	0.000440692	0.000239	0.000453719	0.000445	0.98	0.32324	0.9016	0.5028
4	0.000440692	0.000236	0.000453719	0.000450	1.08	0.36301	0.9016	0.4781
5	0.000440692	0.000238	0.000453719	0.000442	1.25	0.41400	0.9016	0.4503
6	0.000440692	0.000240	0.000453719	0.000451	1.33	0.45173	0.9016	0.4410
7	0.000440692	0.000237	0.000453719	0.000445	1.41	0.47314	0.9016	0.4260
8	0.000440692	0.000235	0.000453719	0.000441	1.49	0.49557	0.9016	0.4129
9	0.000440692	0.000232	0.000453719	0.000438	1.56	0.51903	0.9016	0.4014
10	0.000440692	0.000221	0.000453719	0.000387	1.84	0.54248	0.9016	0.3564

Fuente: Elaboración propia

El  $\epsilon_t$  admisible es mayor al Épsilon T mostrando una resistencia por deformación específica a tracción mayor por el método racional comparándolo con el programa de diseño DEPAV.

El  $\epsilon_Z$  (Deformación específica) es mayor al Épsilon Z mostrando una mejor capacidad de resistencia de deformación por el método racional comparándolo con el programa de diseño de vías DEPAV.

$\sigma_Z$  admisible es mayor que el Sigma Z mostrando un esfuerzo por compresión mayor por el método racional comparándolo con el programa de diseño de pavimento DEPAV.

## 4.5. PRUEBAS DE CONFIANZA

### ➤ Tratamiento Estadístico – Descriptivo

Tabla N°4.19. Datos de CBR (%)

N° de datos	CBR (%) Suelo estabilizado
1	5
2	6
3	7
4	8
5	10
6	11
7	12
8	13
9	14
10	18

Fuente: Elaboración propia

$$R = x_{\max} - x_{\min} = 18 - 5 = 13 \%$$

$$K = 1 + 3.322 * \log(n) = 1 + 3.322 * \log 10 = 5$$

$$A = R/K = 13/5 = 3$$

**Donde:**

R= Rango

K=Regla de Sturges

A= Amplitud

Tabla N°4.20. Estadística descriptiva

Intervalo de clase		Número de clase	Frecuencia		Frecuencia acumulado	
Lim. inf.	Lim. sup.	x	f	x*f	Fa	(x - $\bar{x}$ ) <sup>2</sup>
5	8	6.5	3	19.5	3	20.25
8	11	9.5	2	19	5	2.25
11	14	12.5	3	37.5	8	2.25
14	17	15.5	1	15.5	9	20.25
17	20	18.5	1	18.5	10	56.25
Sumatoria $\Sigma$ =			10			101.25

Fuente: Elaboración propia

$$\bar{x} = \frac{\Sigma(x*f)}{n}$$

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

Media  $\bar{x}$  = 11 %

Desviación Estándar s = 33.75 %

Donde:

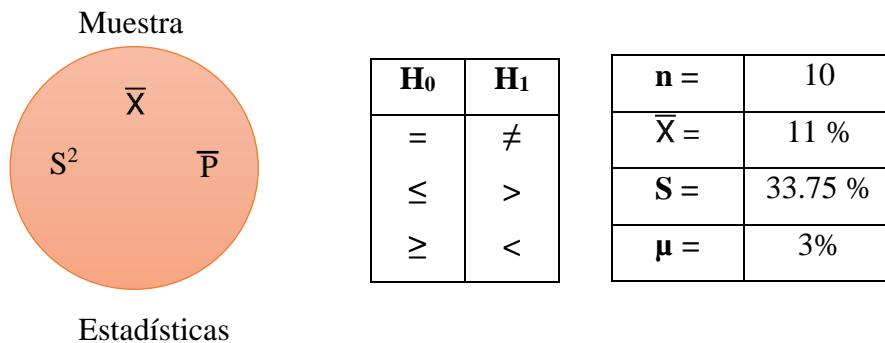
s= Desviación estándar

x= Número de clase

$\bar{x}$ = Media

n= Número de observaciones

#### 4.6. PRUEBA DE HIPÓTESIS



Especificaciones de una sub-rasante es que tengan un C.B.R.  $\geq 3 \%$

$\mu = 3\%$  (Esp. Norma)

- **Hipótesis** “Si estabilizamos materiales de sub-rasante para el dimensionamiento de pavimento, entonces, los espesores que se obtengan serán menores a la condición inicial”

- **Generando la hipótesis.**

$$H_1: \bar{X} > \mu \quad 11 \% > 3\%$$

$$H_0: \bar{X} \leq \mu \quad 11 \% \leq 3\%$$

- **Determinar el nivel de significancia ( $\alpha$ )**

Nivel de Confianza:  $NC = 95\%$

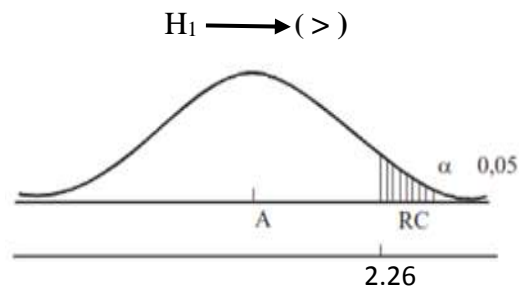
$$NC + \alpha = 1$$

$$\alpha = 1 - 0.95 = 0.05$$

- **Grado de libertad ( $\nu$ )**

$$\nu = n - 1 = 10 - 1 = 9$$

$$t = 2.26 \quad \text{de tabla 5 en anexo}$$





- **Calcular  $t_c$ .**

$$t_c = (\bar{X} - \mu) / (s/\sqrt{n}) = (11 - 3) / (33.75/\sqrt{10}) = 0.75$$

La hipótesis alterna se acepta porque  $11\% > 3\%$ , por tanto, la hipótesis nula se rechaza porque  $11\% \leq 3\%$ .

#### **4.7. ELABORACIÓN DE LA PROPUESTA**

Haciendo un análisis por el método AASHTO 93 el diseño de una estructura de pavimento es el procedimiento mediante el cual se definen los espesores de cada una de las capas que componen la estructura y se define las especificaciones que deben cumplir estos materiales, con el fin de que la estructura de pavimento conserve durante su periodo de diseño un índice de servicio adecuado. Para poder definir estos espesores hay que tener en cuenta todas las variables que involucran el diseño de un pavimento, principalmente el tránsito que representa la carga, la subrasante que representa la resistencia natural del terreno y todo el resto de propiedades de materiales involucrados en la estructura de pavimento. Una vez realizada la estabilización de la sub-rasante se eligió un porcentaje de C.B.R. siendo la mejor propuesta para poder diseñar espesores mínimos de la capa estructural de un pavimento flexible.

Siendo el más adecuado, el (%) de estabilización de un 70 (%) de suelo fino y un 30 (%) de suelo granular, con un C.B.R. de 11 (%), siendo la mejor propuesta para poder diseñar espesores mínimos de la capa estructural de un pavimento flexible, se tiene una carpeta asfáltica de 8 cm., una capa base de 15 cm. y una capa sub-base de 15 cm. bajo las condiciones del método AASHTO 93.

Haciendo un análisis por el método RACIONAL para el diseño de pavimento flexible es un método físicamente basado que tiene en cuenta la lógica de los mecanismos de falla que presentan las estructuras de pavimentos a lo largo de su vida útil.

El método RACIONAL ve la estructura como un medio elástico sobre la cual se coloca una carga encima de la estructura del pavimento, induce en esta estructura un esfuerzo que es aplicado específicamente directo sobre la capa de concreto asfáltico.

Con un C.B.R. de 11 (%), módulo elástico de la capa asfáltica es (E) igual  $31705 \text{ kg/cm}^2$ , módulo elástico de la capa base es (E) igual  $3296 \text{ kg/cm}^2$ , módulo elástico de la

capa sub-base es (E) igual 1602 kg/cm<sup>2</sup>, módulo elástico de la capa sub-rasante es (E) igual 1004 kg/cm<sup>2</sup>.

La deformación admisible a tracción  $\epsilon_{r,adm}$  es de  $2.40 \times 10^{-4}$  y la deformación admisible a compresión  $\epsilon_{z,adm}$  es de  $4.51 \times 10^{-4}$ , el esfuerzo de compresión  $\sigma_z$  es de 0.45173 (kg/cm<sup>2</sup>) y la deflexión en la superficie  $\Delta_z$  es de 0.4410 mm bajo las condiciones del método RACIONAL.

#### 4.8. COSTO

Se calculó el costo por kilómetro de vía con un ancho de calzada igual a 15 m. Para esto se determinó la cantidad de m<sup>3</sup> que representa cada material por kilómetro y se multiplicó por su costo unitario en m<sup>3</sup>.

Tabla N°4.21. Resultados de espesores con el diseño de ambos métodos

	<b>AASHTO</b>	<b>RACIONAL</b>
<b>capa</b>	<b>D (cm)</b>	<b>D (cm)</b>
Concreto asfáltico	8	8
Base	15	15
Sub-base	15	18

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°4.22. Costo unitario de construcción de cada capa

<b>Estructura de Pavimento</b>	<b>Unidad</b>	<b>Costo unitario (bs./m<sup>3</sup>)</b>
Concreto asfáltico	m <sup>3</sup>	1218.21
Base	m <sup>3</sup>	240.74
Sub-base	m <sup>3</sup>	191.15
Sub-rasante mejorada	m <sup>3</sup>	159.41

Fuente: Elaboración propia

- **Método AASHTO**

$$\text{Costo bs./km} = (15\text{m} \cdot h \cdot 1000\text{m}) \cdot (\text{costo de la capa bs./m}^3)$$

**Dónde:**

h = espesor de la capa del material (m)

$$\text{Concreto asfáltico bs./km} = (15\text{m} \cdot 0.08\text{m} \cdot 1000\text{m}) \cdot (1218.21 \text{ bs./m}^3)$$

$$\text{Base bs./km} = (15\text{m} \cdot 0.15\text{m} \cdot 1000\text{m}) \cdot (240.74 \text{ bs./m}^3)$$

$$\text{Sub-base bs./km} = (15\text{m} \cdot 0.15\text{m} \cdot 1000\text{m}) \cdot (191.15 \text{ bs./m}^3)$$

$$\text{Sub-rasante mejorada bs./km} = (15\text{m} \cdot 0.60\text{m} \cdot 1000\text{m}) \cdot (159.41 \text{ bs./m}^3)$$

Tabla N°4.23. Costo total de construcción de cada capa

<b>Estructura de Pavimento</b>	<b>Unidad</b>	<b>Costo total (bs./km)</b>
Concreto asfaltico	bs./km	1461852
Base	bs./km	541665
Sub-base	bs./km	430087.5
Sub-rasante mejorada	bs./km	1434690

Fuente: Elaboración propia

**Precio total de la capa estructural = 3,868,294.5 bs./km**

- **Método RACIONAL**

**Costo bs./km = (15m\*h\*1000m) \*(costo de la capa bs./m<sup>3</sup>)**

**Dónde:**

h = espesor de la capa del material (m)

**Concreto asfáltico bs. /km = (15m\*0.08m\*1000m) \*(1218.21 bs./m<sup>3</sup>)**

**Base bs./km = (15m\*0.15m\*1000m) \*(240.74 bs./m<sup>3</sup>)**

**Sub-base bs./km = (15m\*0.18m\*1000m) \*(191.15 bs./m<sup>3</sup>)**

**Sub-rasante mejorada bs./km = (15m\*0.60m\*1000m) \*(159.41 bs./m<sup>3</sup>)**

Tabla N°4.24. Costo total de construcción de cada capa

<b>Estructura de Pavimento</b>	<b>Unidad</b>	<b>Costo total (bs./km)</b>
Concreto asfaltico	bs./km	1461852
Base	bs./km	541665
Sub-base	bs./km	516105
Sub-rasante mejorada	bs./km	1434690

Fuente: Elaboración propia

**Precio total de la capa estructural = 3,954,312 bs./km**

## **CAPÍTULO V**

# **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## 5.1. CONCLUSIONES

- Para ambos diseños se requiere ejecutar estudios de suelos y de tránsito antes de iniciar el diseño. El método AASHTO está relacionado con la confiabilidad, desviación estándar, factor de distribución del carril, coeficiente estructural, coeficiente de drenaje, ejes equivalentes y nivel de servicio. El método Racional solo hace un cálculo con esfuerzos admisibles, ejes equivalentes y elasticidad. Una vez diseñada la estructura del pavimento flexible, se puede evidenciar que con ambos métodos dan espesores de capas similares.
- El método AASHTO para el diseño de pavimento flexible, se basa primordialmente en identificar un número estructural (SN) para el pavimento que pueda soportar el nivel de carga solicitado. El método Racional consiste en asumir unos espesores para cada una de las capas de la estructura del pavimento. Para determinar las deformaciones de la estructura del pavimento ante las cargas de diseño, para el método Racional se usará un software DEPAV y se compararan los resultados obtenidos, con las leyes de fatiga.
- Se hizo la caracterización de suelo fino y suelo granular dando como resultado A-6<sub>(18)</sub> y un A-1-b<sub>(0)</sub>
- De la estabilización se define que el porcentaje ideal para la mezcla de suelo es 30% de suelo fino y 70% suelo granular, dando como resultado un C.B.R. de 11 (%) con un IP = 8. Una vez estabilizada la sub-rasante se diseñó la estructura del pavimento flexible por los métodos AASTHO 93 y Racional.
- Con el método AASHTO, se puede variar el espesor de capa después de tener todos los cálculos de los números estructurales, En el método racional se suponen los espesores de capa y los resultados que salen del programa son esfuerzos y deformaciones.
- Después de hacer los cálculos con los métodos de diseño de pavimentos AASHTO y Racional, se hace una comparación de resultados con respecto a los espesores de capa, en pulgadas y en centímetros relacionados en la siguiente tabla:

Tabla N°5.1. Resultados de espesores con el diseño de ambos métodos

capa	AASHTO		RACIONAL	
	D (pulg)	D (cm)	D (pulg)	D (cm)
Concreto asfáltico	3	8	3	8
Base	6	15	6	15
Sub-base	6	15	7	18

Fuente: Elaboración propia

En cuanto a espesores se refiere, se obtiene una variación en el diseño con los métodos usados, dado que el método de la AASHTO asume que la estructura soporta niveles significativos de tránsito y estos resultados dependen primordialmente de varios datos variables como son: confiabilidad, factor de distribución del carril y del drenaje que estos pueden tener. Mientras que el método Racional trabaja con esfuerzos admisibles en cada capa, los cuales dependen del número de ejes equivalentes y de la elasticidad de la subrasante.

Las deformaciones admisibles en el método racional, deben ser mayores a las deformaciones obtenidas del software DEPAV, puesto que se debe garantizar que la subrasante presente la menor deformación posible y los esfuerzos se deben disipar en las capas anteriores.

Tabla N° 5.2. Comparación de los esfuerzos y deformaciones calculadas con las admisibles.

	Deformación admisible	Deformación calculada	$\epsilon_{\text{admisible}} \geq \epsilon_{\text{calculada}}$
$\epsilon_t$	$4.40692 \times 10^{-4}$	$2.40 \times 10^{-4}$	Cumple
$\epsilon_z$	$4.53719 \times 10^{-4}$	$4.51 \times 10^{-4}$	Cumple
	Esfuerzo admisible	Esfuerzo calculada	
$\sigma_z$	1.33	0.45173	Cumple
	Deflexión admisible	Deflexión calculada	
$\Delta_z$	0.9016	0.4410	Cumple

Fuente: Elaboración propia

## 5.2. RECOMENDACIONES

- Es necesario que el estudiante o la persona interesada en obtener la capacidad soporte de CBR, sepa cuál es la utilidad que se le dará al valor porcentual obtenido de CBR. Si el CBR es alto nuestro suelo es de muy buena calidad, al contrario, si es bajo presentamos un suelo menos confiable para las carreteras.
- Los equipos deberían estar muy bien calibrados por ser sumamente importante para obtener valores confiables. De no ser así estamos frente de ensayos y valores fluctuosos.
- 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.
- Tener un adecuado conocimiento con respecto a la clasificación y características de suelos, lo que conllevara aun buen diseño y cálculo estructural de pavimento flexible.
- Ya que los cálculos de esfuerzos y deformaciones se hicieron mediante fórmulas y por el software DEPAV, los resultados son totalmente teóricos por lo que se recomienda realizar un proceso de retro cálculo para determinar el módulo de elasticidad.