



UNIVERSIDAD LAICA VICENTE ROCAFUERTE

DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERIA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCION

CARRERA INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

TEMA:

**“PROPIEDADES MECANICAS DE BASE PARA ESTRUCTURA,
CON SUELO ESTABILIZADOR CON CENIZA VOLCANICA”**

TUTOR

MSC. MAX DARIO ALMEIDA FRANCO

AUTORES:

HERRERA SALAZAR ANGELLO GODYRON

ORTIZ ANDRADE JACKSON FERNANDO

GUAYAQUIL, 2021

REPOSITARIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA	
FICHA DE REGISTRO DE TESIS	
TÍTULO Y SUBTÍTULO: Propiedades mecánicas de base para estructuras, con suelo estabilizador con ceniza volcanica	
AUTOR/ES: Herrera Salazar Angello Godyron Ortiz Andrade Jackson Fernando	REVISORES O TUTORES: Ing. Max Dario Almeida Franco
INSTITUCIÓN: Universidad Laica Vicente Rocafuerte de Guayaquil	Grado obtenido: Ingeniería Civil
FACULTAD: Facultad de ingeniería industria y construccion	CARRERA: INGENIERÍA CIVIL
FECHA DE PUBLICACIÓN: 2021	N. DE PAGS: 126
ÁREAS TEMÁTICAS: Ingeniería, industria y Construcción	
PALABRAS CLAVE: Ingeniería vial, mecánica de los suelos, hundimiento del suelo, arcilla , clasificación	
RESUMEN: Este proyecto de investigación se realizó en la vía VENTANAS – LA POLVADERA de 11.90 km de longitud, el material existente se lo mezclo con la ceniza volcánica para darle una mejor estabilidad a la estructura. Se realizó la prospección geotecnia por medio de calicatas a cielo abierto para identificar la muestra de suelo. Las calicatas se las efectuaron con profundidad de 2.00m, las cuales se las realizo cada 500m lineales. Una vez obteniendo el resultado de las calicatas se realizó los debidos ensayos con la ceniza volcánica el primer ensayo fue con un 30% de ceniza volcánica lo cual nos daba un límite líquido, limite plástico y pasante tamiz que no cumple con las ESPECIFICACIONES DEL	

<p>MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PUBLICAS. En el segundo ensayo lo hicimos con un 60% de ceniza volcánica y obtuvimos las especificaciones indicadas en MTOP lo cual procedimos hacer todos los ensayos respectivos para así encontrar una estabilidad en el suelo y tener un buen mejoramiento del suelo.</p>		
<p>N. DE REGISTRO (en base de datos):</p>	<p>N. DE CLASIFICACIÓN:</p>	
<p>DIRECCIÓN URL (tesis en la web):</p>		
<p>ADJUNTO PDF:</p>	<p>SI <input checked="" type="checkbox"/></p>	<p>NO <input type="checkbox"/></p>
<p>CONTACTO CON AUTOR/ES: Ortiz Andrade Jackson Fernando Herrera Salazar Angello Godyron</p>	<p>Teléfono: 0969305952 0986382666</p>	<p>E-mail: Jackson_1524@hotmail.com G1977@live.com.ar</p>
<p>CONTACTO EN LA INSTITUCIÓN:</p>	<p>MSc. Ing Alex Salvatierra Espinoza Teléfono: (04) 2596500 Ext. 241 E-mail: asalvatierra@ulvr.edu.ec</p> <p>MSc. Alexis valle Benites Teléfono: (04) 2596500 Ext. 260 E-mail: avalleb@ulvr.edu.ec</p>	

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO ACADÉMICO



5%

INDICE DE SIMILITUD

7%

FUENTES DE INTERNET

0%

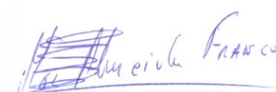
PUBLICACIONES

2%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	es.scribd.com Fuente de Internet	1%
2	www.mundoconstructor.com.ec Fuente de Internet	1%
3	doku.pub Fuente de Internet	1%
4	meteoglosario.aemet.es Fuente de Internet	1%
5	oa.upm.es Fuente de Internet	1%
6	www.diccionario.geotecnia.online Fuente de Internet	1%



Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 1%

Excluir bibliografía

Activo

DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y CESIÓN DE DERECHOS PATRIMONIALES

Los estudiantes egresados HERRERA SALAZAR ANGELLO GODYRON y ORTIZ ANDRADE JACKSON FERNANDO, declaramos bajo juramento, que la autoría del presente proyecto de investigación, **“PROPIEDADES MECANICAS DE BASE PARA ESTRUCTURA, CON SUELO ESTABILIZADOR CON CENIZA VOLCANICA”**, corresponde totalmente a los suscritos y nos responsabilizamos con los criterios y opiniones científicas que en el mismo se declaran, como producto de la investigación realizada.

De la misma forma, cedemos los derechos patrimoniales y de titularidad a la Universidad Laica VICENTE ROCAFUERTE de Guayaquil, según lo establece la normativa vigente.

Autores

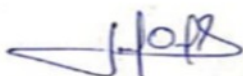
Firma:



HERRERA SALAZAR ANGELLO GODYRON

C.I. 092942260-8

Firma:



ORTIZ ANDRADE JACKSON FERNANDO

C.I. 030225269-7

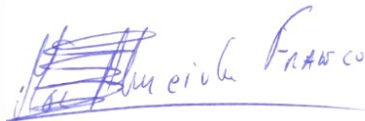
CERTIFICACIÓN DE ACEPTACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Proyecto de Investigación **PROPIEDADES MECANICAS DE BASE PARA ESTRUCTURA, CON SUELO ESTABILIZADOR CON CENIZA VOLCANICA** designado(a) por el Consejo Directivo de la Facultad de **Ingeniería Industria y Construcción** de la Universidad Laica VICENTE ROCAFUERTE de Guayaquil.

CERTIFICO:

Haber dirigido, revisado y aprobado en todas sus partes el Proyecto de Investigación titulado: **PROPIEDADES MECANICAS DE BASE PARA ESTRUCTURA, CON SUELO ESTABILIZADOR CON CENIZA VOLCANICA** presentado por los estudiantes Herrera Salazar Angello Godyron y Ortiz Andrade Jackson Fernando como requisito previo, para optar al Título de Ingeniería Civil, encontrándose apto para su sustentación.

Firma:



MSc Max Dario Almeida Franco

C.C. 0906706981

DEDICATORIA

El presente trabajo investigativo lo dedicamos principalmente a Dios, por ser el inspirador y darnos fuerza para continuar en este proceso de obtener uno de los anhelos más deseados.

A nuestros padres, por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años, gracias a ustedes hemos logrado llegar hasta aquí y convertirnos en lo que somos. Ha sido el orgullo y el privilegio de ser sus hijos, son los mejores padres.

A nuestros hermanos (os) por estar siempre presentes, acompañándonos y por el apoyo moral, que nos brindaron a lo largo de esta etapa de nuestras vidas.

A todas las personas que nos han apoyado y han hecho que el trabajo se realice con éxito en especial a aquellos que nos abrieron las puertas y compartieron sus conocimientos.

AGRADECIMIENTO

Me van a faltar páginas para agradecer a las personas que se han involucrado en la realización de este trabajo, sin embargo merecen reconocimiento especial para mis Padres que con su esfuerzo y dedicación me ayudaron a culminar mi carrera universitaria y me dieron el apoyo suficiente para no decaer cuando todo parecía complicado e imposible.

Así mismo, agradezco infinitamente a mis Hermanos que con sus palabras me hacían sentir orgulloso de lo que soy y de lo que les puedo enseñar. Ojala algún día yo me convierta en su fuerza para que puedan seguir avanzando en su camino.

De igual forma, agradezco a mi Tutor de Tesis Msc Max Almeida Franco, que gracias a sus consejos y correcciones hoy puedo culminar este trabajo. A los Profesores que me han visto crecer como persona, y gracias a sus conocimientos hoy puedo sentirme dichoso y contento.

INDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN DE ACEPTACIÓN DEL TUTOR.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
ÍNDICE DE FIGURA.....	xi
1. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.1. Tema	2
1.2. Planteamiento del Problema.....	2
1.3. Formulación del Problema	4
1.4. Sistematización del Problema	4
1.5. Objetivos de la investigación	4
1.5.1. Objetivo General	4
1.5.2. Objetivos Específicos.....	4
1.6. Justificación de la investigación.....	5
1.7. Delimitación del problema	6
1.8. Hipótesis.....	6
1.9. Línea de Investigación Institucional/Facultad.....	7
2. MARCO TEORICO.....	8
2.1. Marco teórico.....	8
2.1.1. Antecedentes históricos	8
2.1.2. Base estabilizada con cemento.....	19
2.1.3. Referencias del Tema	20
2.1.4. Teoría de la capacidad de carga.....	28
2.1.5. Análisis límite del problema de capacidad de carga en suelos cohesivos	28
2.1.6. Teorías de la capacidad de carga	30
2.1.7. Tipo de suelo y estudio a realizar	34
2.2. Marco conceptual.....	57
2.3. Marco legal.....	59
CAPÍTULO III	61
3. Metodología de la investigación.....	61
3.1. Metodología de estudio.	61
3.2. Tipo de investigación.....	61
3.3. Enfoque	63
3.4. Técnicas de la investigación.	63
3.5. Población.....	64
3.6. Muestra	64

3.7.	Análisis de resultados	66
CAPITULO IV		67
4.	PROPUESTA	67
4.1.	Objetivo general de la propuesta	67
	Analizar las propiedades mecánicas de la ceniza volcánica como estabilizador para la utilización de estructuras de pavimento.....	67
4.2.	Objetivos específicos de la propuesta	67
4.3.	Desarrollo experimental	67
4.4.	Investigación de campo.	67
4.5.	Ubicación de la vía dentro del mapa vial de la provincia de los ríos	68
4.5.1.	Cantón Ventanas	68
4.5.2.	Ubicación del trazado de la vía	68
4.5.3.	Metodología	69
4.6.	Estudios de Suelos	74
4.7.	Tráfico de diseño	75
4.7.1.	Determinación de esal's de diseño a 10 años	76
4.7.2.	Confiabilidad.	83
4.7.3.	Desviación standard	85
4.7.4.	Serviciabilidad	85
4.7.5.	Determinación del módulo de Resiliencia de la subrasante.....	85
4.7.6.	Calidad de los materiales	87
4.7.7.	Drenaje	90
4.7.8.	Resultados de Diseño de Pavimento.....	92
4.8.	Realización de los ensayos.....	94
4.8.1.	Ensayo de clasificación a la ceniza volcánica.....	98
4.8.2.	Ensayo de clasificación mezcla del material existente con 30% de ceniza volcánica 99	
4.8.3.	Ensayo de clasificación mezcla del material existente con 60% de ceniza volcánica 100	
4.8.4.	Ensayo Proctor de mezcla del material existente con 60% de ceniza volcánica 101	
4.8.5.	Ensayo C.B.R. de la mezcla del material existente con 60% de ceniza volcánica 102	
4.8.6.	Diseño del C.B.R. de la mezcla del material existente con 60% de ceniza volcánica 106	
4.9.	Análisis del proceso de los ensayos	107
4.10.	Conclusiones	108

4.11. Recomendaciones	110
Bibliografía	111

ÍNDICE DE TABLAS

<u>Tabla 1</u> Línea de Investigación Institucional/Facultad.....	7
---	---

ÍNDICE DE FIGURA

Figura 1: Visión general del pavimento	15
Figura 2 peso de los caballos de fuerza vehicular.....	17
Figura 3 Esfuerzo cortante maximo	28
Figura 4 Analisis de la capacidad de carga	29
Figura 5 Solución de Prandtl.....	30
Figura 6 Equivalencia sobre el nivel de desplante	30
Figura 7 Mecanismo de falla de un cimiento.	31
Figura 8 Factores de capacidad de carga	32
Figura 9 Forma típica de falla	33
Figura 10 Suelo arcilloso.	35
Figura 11 ceniza volcánica.....	35
Figura 12 ceniza volcánica.....	37
Figura 13 grado de expansividad.	38
Figura 14 Valores medios de expansión.....	41
Figura 15 ceniza volcánica	42
Figura 16 Cuchara de casa grande	43
Figura 17 Limite plástico.	44
Figura 18 carta de plasticidad.	45
Figura 19 Curva granulométrica.....	46
Figura 20 Curva de densidad seca.....	50
Figura 21 Grafica del C.B.R.....	53
Figura 22 Formula para el volumen de la muestra.....	55
Figura 23 Implementos para la densidad de campo.....	56
Figura 24 Porcentaje de compactación.....	57
Figura 25 Ubicación de la vía.....	68
Figura 26 cuadro de resumen de los ensayos	70
Figura 27 cuadro de resumen de los ensayos	71
Figura 28 cuadro de resumen de los ensayos	72

Figura 29 cuadro de resumen de los ensayos	73
Figura 30 cuadro de tasa promedio del conteo de vehículo.	78
Figura 31 Proyeccion de lña tasa de crecimiento.	79
Figura 32 tasa de crecimiento.....	80
Figura 33 Clasificación de carretera	81
Figura 34 factor de serviceabilidad.	82
Figura 35 Factor de distribución.	82
Figura 36 Factor de distribución.	83
Figura 37 Nivel de confiabilidad.....	84
Figura 38 Desviación estándar	84
Figura 39 Cuadro de clasificación y C.B.R.....	86
Figura 40 Cuadro del módulo resiliente de la SubBase.....	88
Figura 41 Cuadro del módulo resiliente de la Base.....	89
Figura 42 Cuadro del módulo resiliente del módulo asfaltico.....	90
Figura 43 Cuadro del coeficiente de drenaje	91
Figura 44 Cuadro de diseño de la vía	93
Figura 45 Cuarteo del material arcilloso.	94
Figura 46 Cuarteo del material arcilloso.	95
Figura 47 Elaboración del proctor	95
Figura 48 Ensayo proctor	96
Figura 49 Toma de lectura de la expansión.....	96
Figura 50 Ensayo de C.B.R.....	97
Figura 51 Ensayo de clasificación.	98
Figura 52 Ensayo de clasificación.....	99
Figura 53 Ensayo de clasificación.....	100
Figura 54 Ensayo proctor	101
Figura 55 Ensayo de C.B.R.....	102
Figura 56 Ensayo de C.B.R.....	103
Figura 57 Ensayo de C.B.R.....	104
Figura 58 Ensayo de C.B.R.....	105
Figura 59 diseño de C.B.R	106

RESUMEN

Este proyecto de investigación se realizó en la vía VENTANAS – LA POLVADERA de 11.90 km de longitud, el material existente se lo mezcló con la ceniza volcánica para darle una mejor estabilidad a la estructura.

Se realizó la prospección geotecnia por medio de calicatas a cielo abierto para identificar la muestra de suelo. Las calicatas se las efectuaron con profundidad de 2.00m, las cuales se las realizo cada 500m lineales.

Una vez obteniendo el resultado de las calicatas se realizó los debido ensayos con la ceniza volcánica el primer ensayo fue con un 30% de ceniza volcánica lo cual nos daba un límite líquido, limite plástico y pasante tamiz que no cumple con las ESPECIFICACIONES DEL MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PUBLICAS.

En el segundo ensayo lo hicimos con un 60% de ceniza volcánica y obtuvimos las especificaciones indicadas en MTOP lo cual procedimos hacer todos los ensayos respectivos para así encontrar una estabilidad en el suelo y tener un buen mejoramiento del suelo.

INTRODUCCIÓN

Los suelos, en muchas ocasiones no presentan las mejores características para ser usados en los diferentes proyectos de ingeniería, ya que presentan una resistencia deficiente, sufren deformaciones, desgastes y al largo plazo se deterioran de manera negativa a causa de los agentes atmosféricos. De acuerdo a esto, se hace necesario realizar ciertas adecuaciones o procesos que permitan mejorar estas características para volver los suelos aptos para su uso y así, evitar transporte de material adicional que aumenta los costos de las obras y el daño ambiental producto de la explotación de este.

Se pretenderá realizar varios ensayos de laboratorio, entre los que se encuentran Proctor, C.B.R. Y expansión, para así, complementar todo lo concerniente a estabilización de suelos.

Cabe aclarar que este proyecto quiere dar una visión general de cómo se podría estabilizar un suelo mediante toda la investigación teórica que ello implica para finalmente obtener, a través de varios ensayos, con varias muestras, un porcentaje de cal y ceniza que brinde las mejores características mecánicas al suelo en estudio, es decir un porcentaje óptimo de material. Es importante aclarar que este proyecto se desarrollara de acuerdo a la normativa del MTOP

CAPÍTULO I

1. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Tema.

Propiedades mecánicas de base para estructura, con suelo estabilizador con ceniza volcánica.

1.2. Planteamiento del Problema

La estructura de un pavimento está conformada por diversas capas, sub rasante, material de mejoramiento, sub-base, base, capa de rodadura carpeta asfáltica, hormigón rígido.

Los suelos naturales arcilloso no presentan buenas cualidades de carga para la estructura del pavimento, en el área de la sub rasante por tener baja resistencia o baja capacidad portante generando un problema en la parte constructiva de estructura del pavimento.

Cuando nos encontramos con suelos de baja capacidad portante se analiza las dos opciones, retirar el suelo existente del sitio considerando su costo de operación o estabilizar el suelo mediante técnicas de estabilización de suelo.

Estas bases se obtienen a partir de materiales granulares (áridos o suelos), mezclados con cantidades adecuadas de estabilizadores y agua, compactados, dentro de un plazo limitado de tiempo, proporcionándole una rigidez sensible, la base funciona como una losa, repartiendo las cargas sobre una superficie mayor, igual que una base granular; además, el material resulta prácticamente inalterable por los agentes ecológicos (humedad, temperatura). Al mismo tiempo, dicha rigidez no es demasiado elevada, permitiendo que la base se adapte a deformaciones lentas de las capas subyacentes, sin que se produzcan agrietamientos excesivos, como en el caso de un firme rígido. Se trata, por lo tanto, de un material distinto, tanto de las bases granulares como de los firmes rígidos y, en cierto modo, intermedio entre los dos. (Rocci, 2016).

Para la estabilización de suelo se utiliza fijación natural como la arena, fibras, estabilizadores manufacturados, cal, cemento, yeso, resinas generando problemas de costos de operación y de materiales

El presente proyecto de titulación propone la utilización de ceniza volcánica como estabilizador, con el fin de sacar la ceniza volcánica del medio evitando la contaminación, ayudando de esta forma al medio ambiente, protegiendo la salud de los habitantes de la comunidad

La ceniza volcánica altera significativamente las condiciones ecológicas de la flora y fauna, los estudios epidemiológicos determinaron casos de irritación de la piel, alteraciones respiratorias además de un marcado descenso de los niveles de inmunoglobulina después de un año de exposición a la ceniza volcánica

Los datos plantean que la exposición a la inhalación de ceniza afecta las funciones inmunológicas. Estudios epidemiológicos realizados en Biancavilla, una población al oeste de Sicilia localizada en un área volcánica, han revelado el incremento en la incidencia de mesotelioma pleural maligno, carcinoma, fibrosis pulmonar y daños en el ADN. Estos efectos se relacionan con la exposición que presenta la población a rocas de origen volcánico y que contienen fibras anfíboles.

En el Ecuador se presenta algunos volcanes: Cotopaxi, Tungurahua, El Reventador, Cayambe, Guagua Pichincha, Chacana, Sumaco y Sangay. De estos, El Reventador está en erupción.

La estabilización es la elección correcta para crear la capacidad portante y la calidad de los suelos, así como para prepararlos para proyectos de construcción de carreteras. Con la aportación selectiva de ligantes se puede reducir el contenido en humedad de un suelo, lo que es imprescindible para el procesamiento posterior. En comparación con la sustitución de todo el suelo, la estabilización es un método económico y que no malgasta recursos. Se generan ahorros de costos, por ejemplo, por la logística de la obra simplificada, dado que se necesitan menos viajes de los camiones y períodos de construcción más cortos. También se preservan los recursos, puesto que en la estabilización se utiliza completamente el suelo ya existente y solo se añade los estabilizadores, en el caso de nuestro proyecto es la ceniza volcánica.

Formulación del Problema

¿Cuál es la ventaja de utilizar la ceniza volcánica como estabilizador para base de estructuras de pavimento?

1.3. Sistematización del Problema

- 1.- ¿Por qué se propone utilizar ceniza volcánica como estabilizador de suelo?
- 2.- ¿cuál sería el método para diseñar el suelo con estabilizador?
- 3.- ¿cuál sería la dosificación del suelo con ceniza volcánica para estabilizarlo ¿

1.4. Objetivos de la investigación

1.4.1. Objetivo General

Analizar las propiedades mecánicas de la ceniza volcánica como estabilizador para la utilización de estructuras de pavimento.

1.4.2. Objetivos Específicos

- 1.- Diseñar una mezcla de suelo utilizando ceniza volcánica
- 2.- Definir las características técnicas del suelo utilizando cenizas volcánicas
- 3.- Contrastar las características técnicas de las mezclas de suelo utilizando cenizas volcánicas con respecto a la mezcla de suelo natural

1.5. Justificación de la investigación

Se justifica teóricamente este proyecto de titulación al considerar el uso de la ceniza volcánica como estabilizador de suelo para estructuras de pavimentos, ayudando a disminuir la contaminación del medio ambiente y el impacto ambiental que produce la ceniza incluyéndolo como material estabilizador en suelos de capacidad portante baja

Desde el punto de vista metodológico este proyecto de investigación trabaja aspectos de investigación cuantitativa lo cual aportara significativamente este paradigma y se justifica debido a que se aplicarán importantes técnicas experimentales que permitirán obtener los datos deseados, dentro de la rigurosidad científica.

Continuaremos con la justificación práctica de esta investigación la cual es de suma importancia dado que esta investigación servirá como guía para los ingenieros y maestros que trabajan en el campo de la construcción con el fin de usar nuevas mezclas de suelo más amigables con el medio ambiente ,se fundamenta en el uso de la ceniza volcánica como material que puede abaratar los costos de mejoramiento de suelos , a la vez que mejora el comportamiento de resistencia del mismo, de tal manera que su uso se pudiera masificar en el área de la construcción.

Este proyecto de titulación también tiene una justificación ambiental debido a que busca sacar del medio ambiente y ubicar un sitio de disposición final de elementos contaminantes como la ceniza volcánica, donde serán preparados para su uso como material de construcción.

1.6. Delimitación del problema

Campo	Educación superior. Tercer nivel de grado.
Área	Ingeniería civil.
Aspecto	Investigación experimental.
Tema	Propiedades mecánicas de base para estructura, con suelo estabilizador con ceniza volcánica.
Delimitación espacial	Laboratorio Ruffili Universidad de Guayaquil-parroquia Tarqui-Guayaquil - Guayas
Delimitación temporal	6 MESES

1.7. Hipótesis

La ceniza volcánica estabilizará el suelo de todas las bases para estructura de pavimento

1.8. Línea de Investigación Institucional/Facultad.

Tabla 1

Línea de Investigación Institucional/Facultad

Dominio	Línea de investigación institucional	Sub línea
Urbanismo y ordenamiento territorial aplicando tecnología de construcción eco-amigable, industria y desarrollo de energías renovables	Territorio, medio ambiente y materiales innovadores para la construcción	Materiales de construcción

Fuente: (ULVR, 2020)

CAPITULO II

2. MARCO TEORICO

2.1. Marco teórico

2.1.1. Antecedentes históricos

Una breve vista del diseño como pavimento, construcción y rendimiento ha evolucionado debería ayudar a proporcionar perspectiva, la práctica presente y futuro, es posible. Esta breve vista en el pasado se iniciará con los romanos, a continuación, pasar a la era Macadam y Telford, a continuación, en los primeros 150 años de asfalto y cemento portland hormigón del pavimento. La evolución del diseño del pavimento se hará hincapié en los EE.UU. y el Reino Unido un poco más que para otras partes del mundo. (REDSOCIAL56, 2015)

2.1.1.1. Vías romanas

Para ser justos, a los cartagineses generalmente se le atribuyen ser el primero en construir y mantener un sistema de carreteras (600 a.c), según Tillson [1900]. Los romanos finalmente decidieron que sus vecinos del otro lado del Mediterráneo eran un poco de una amenaza al imperio destruir Cartago en el año 146 antes de Cristo (Las ruinas de Cartago se encuentran en Túnez (África del Norte) al lado de Argelia (a la izquierda) y Libia (en el derecho – por así decirlo)) Se sugiere que los romanos tomaron la práctica de un sistema de carreteras militares de los cartagineses... Se estima que los romanos construyeron 87.000 kilómetros de carreteras dentro de su imperio (aproximadamente igual a la longitud del sistema estadounidense Interestatal). (REDSOCIAL56, 2015)

Puesto que el propósito principal de estos caminos era para los soldados de infantería, las carreteras eran rectas, pero prácticamente sin tener en cuenta el grado. Generaron altos niveles de ruido, eran ásperas y mano de obra (trabajo esclavo e “estatua” que se utiliza a menudo). (REDSOCIAL56, 2015)

El diseño romano por sus carreteras primarias del Reino Unido en general, consistió en cuatro capas (de arriba abajo) de la siguiente manera:

Summa Crusta (superficie): Suave, bloques poligonales acostados en la capa subyacente.

Núcleo: Una especie de capa base compuesta de grava y arena con cemento de cal.

Rudus: La tercera capa se compone de mampostería y piedras más pequeñas también establecidas en mortero de cal.

Statumen: Dos o tres hileras de piedras planas establecidos en mortero de cal.

El espesor total fue de hasta 0,9 m de la carretera y un ancho de 4,3 metros o menos. Un ejemplo de estructura de pavimento romano cerca de Radstock, Inglaterra. Vías romanas en algunos países han sido de hasta 2,4 m de espesor. Estas estructuras se habían coronado (inclinadas) superficies para mejorar el drenaje y la frecuencia incorporado zanjas y / o desagües subterráneos. (REDSOCIAL56, 2015)

Como era de esperar, la construcción de carreteras romana se varió para adaptarse a las condiciones y materiales locales – no a diferencia de hoy en realidad. Los romanos partieron el Reino Unido alrededor del año 406. Diseño de carreteras y la construcción languideció durante cerca de 1.200 años en lo sucesivo. Construcción calzada romana no era barato. Estimaciones de construcción actualizadas de la Vía Apia en Italia son alrededor de \$ 2.000.000 por km (estimaciones actualizadas siguiente Rose [1935] y Leger [1875]). El camino más antiguo conocido en el Reino Unido se encuentra cerca del río Brue en el suroeste de Inglaterra [Coles, 1989]. En realidad, el “camino” es una pasarela de 6.000 años de edad que fue descubierto en 1970 en una turbera. La construcción del camino coincide con la llegada de los primeros agricultores en el Reino Unido sobre 4.000 AC (REDSOCIAL56, 2015).

2.1.1.2. Telford y Macadam

Telford

Thomas Telford (nacido en 1757) hizo su aprendizaje como un edificio albañil [Sonríe, 1904]. Debido a esto, extendió su conocimiento de albañilería para la construcción de puentes. Durante los tiempos de vacas flacas, esculpió l pidas y otros trabajos ornamentales (alrededor de 1780). Con el tiempo, se convirtió en el Telford “Surveyor de Obras Públicas” para el condado de Salop [Sonríe, 1904], convirtiendo así su atención más a las carreteras. Telford intent , en lo posible, la construcción de carreteras en pendientes relativamente planas (no más de 1 en 30) con el fin de reducir el número de caballos necesarios para transportar carga. Además, la sección de pavimento fue aproximadamente 350 a 450 mm de profundidad y generalmente se especifica en tres capas. (REDSOCIAL56, 2015)

La capa inferior se compone de piedras de gran tamaño (100 mm) de ancho y de 75 a 180 mm de profundidad) [Collins y Hart, 1936]. Es esta capa específica que hace que el diseño de Telford  nico [Baker, 1903]. En la parte superior de esta se colocaron dos capas de piedras de 65 mm de tamaño máximo (aproximadamente 150 a 250 mm de espesor total) seguida de una capa de rodadura de grava sobre 40 mm de espesor. Se estima que este sistema podría soportar una carga correspondiente a 88 N / mm (500 libras por pulg. De ancho). (REDSOCIAL56, 2015)

Macad n

John Macadam (nacido en 1756) observó que la mayoría de los “pavimentadas” carreteras de Reino Unido a principios de 1800 estaban compuestas de grava redondeada [Sonríe, 1904]. Sabía que agregado angular sobre una subrasante bien compactadas realizaría sustancialmente mejor. Se utiliza una superficie de sub-base inclinada para mejorar el drenaje (a diferencia de Telford que utiliza una superficie de sub-base plana) en la que se coloca agregado angular (roto a mano, tamaño máximo de 75 mm) en dos capas para una profundidad total de alrededor de 200 mm [Gillette, 1906]. Además de esto, la capa de rodadura se colocó (alrededor de 50 mm de espesor, con un tamaño máximo total de 25 mm) [Collins, 1936]. Razón de Macadam para el tamaño de 25 mm máximo agregado era proporcionar un paseo “suave” para ruedas

de carreta. Por lo tanto, la profundidad total de un típico pavimento Macadam era de unos 250 mm (REDSOCIAL56, 2015).

Una cita interesante atribuido a Macadam sobre tamaños de agregados máximos permisibles fue que “ninguna piedra más grande que va a entrar en la boca de un hombre debe ir en un camino” [Gillette, 1906]. La carga admisible más grande para este tipo de diseño se estimó en 158 N / mm (900 libras por pulg. De ancho). En 1815, fue nombrado Macadam “inspector general” de las carreteras Bristol y ahora era capaz de usar su diseño en numerosos proyectos. Resultó un éxito suficiente que el término “macadam” se convirtió en un término para este tipo de diseño del pavimento y la construcción. El término “macadam” también se utiliza para indicar “piedra rota” pavimento [Baker, 1903]. En 1850, cerca de 2.200 kilómetros de pavimentos de tipo macadam estaban en uso en las áreas urbanas del Reino Unido. (REDSOCIAL56, 2015)

Macadam dieron cuenta de que las capas de piedra roto eventualmente llegar a ser “obligado”, junto con multas generadas por el tráfico. Con la introducción de la trituradora de piedra, grandes montones de polvo de piedra y proyecciones se generaron [Gillette, 1906]. Esto dio lugar a la utilización de tales multas resultantes de los más tradicionales materiales de base graduadas densos que a su vez producen espesores de pavimento tan delgadas como 100 a 150 mm. (REDSOCIAL56, 2015)

El primer pavimento macadam en los EE.UU. se construyó en Maryland en 1823.

Los Primeros Tendencias Espesor

Así, hemos visto las estructuras de pavimento disminuyen de aproximadamente 0,9 m (3 pies) para diseños romanos hasta 350 a 450 mm para los diseños de Telford, a unos 250 mm para diseños Macadam, a 100 mm o menos a la vuelta del siglo (Naturalmente, no se utilizaron los pavimentos delgados siempre.) (REDSOCIAL56, 2015)

La sección transversal estándar Massachusetts Comisión de Carreteras para la construcción de macadán fue de 150 mm de espesor según lo informado por Gillette en 1906. Este espesor se utilizó también en las carreteras del estado de Nueva York en esa época. Hasta el año 1900, el énfasis del diseño se colocó en el uso de las normas fijadas en ocasiones modificados para las condiciones locales del suelo. Además, la

necesidad de pavimentos más durables fue ordenada por la flota de vehículos cambiante. La siguiente cita parcial por LW página, Director de US Oficina de Caminos Públicos (contenidas en un informe de 1907 [Judson, 1908]) ilustra el problema: (REDSOCIAL56, 2015)

“... La existencia de nuestras carreteras de macadán depende de la conservación de la carretera de polvo formada por el desgaste de la superficie. Pero la acción de caucho de neumáticos los automóviles en movimiento a gran velocidad pronto despojan a la carretera de macadán de todo el material fino, con el resultado de que el camino pronto se desintegra...”

En realidad, era una planta de material mezclado, pero se aplicó a la superficie de la carretera “frío”. Tarmac consistió en aplastada escoria de alto horno revestida con alquitrán, brea, cemento portland y una resina. (REDSOCIAL56, 2015)

Hoja de Asfalto

Asfalto hoja colocada sobre una base de hormigón (fundación) se hizo popular durante la década de 1800 con el primer pavimento de este tipo que se construye en París en 1858. El primero de este pavimento colocado en los EE.UU. fue en Newark, Nueva Jersey, en 1870. Baker, [1903] describe este sistema de pavimento como (1) una capa de rodadura de 40 a 50 mm de espesor compuesto de cemento de asfalto y arena, (2) una capa intermedia (alrededor de 40 mm de espesor) compuesta de piedra y cemento de asfalto roto, y finalmente, (3) una capa base de concreto hidráulico de cemento o escombros pavimento (bloques de granito viejo, ladrillos, etc.). En general, la capa de hormigón fue de 100 mm de espesor para el tráfico “luz” y 150 mm de espesor para el tráfico “pesado” [Baker, 1903]. El espesor final se basó en el peso del tráfico, la resistencia del hormigón y el soporte del suelo. (REDSOCIAL56, 2015)

“Una mezcla de pavimento de la calle compuesto de ingredientes minerales que van en los grados de tres pulgadas hacia abajo a polvo impalpable, cincuenta hasta ocho por ciento, de tales ingredientes minerales que se encuentran entre un cuarto de pulgada y tres pulgadas de diámetro, en combinación con un ligante bituminoso”.

2.1.1.3. Diseño Estructural

Como se dijo anteriormente, el diseño estructural del pavimento se logró mediante normas o los catálogos de la década de 1800 hasta bien entrada la década de 1900. El objetivo de esta revisión ha sido en esos tipos de pavimentos que llevaron al diseño de pavimento de asfalto. (REDSOCIAL56, 2015)

Cabe señalar que el hormigón de cemento portland (PCC), hasta 1909, fue utilizado en gran medida como una base o capa de “fundación” de materiales de los cursos superficiales tales como ladrillos, bloques de madera, lámina asfáltica, etc. El año 1909 es digno de mención en el Estados Unidos ya que este es el tiempo que se utiliza generalmente para marcar el comienzo del PCC como una capa de rodadura estructural (proyectos de pavimentación en el Condado de Wayne, Michigan [Bateman, 1928]). (REDSOCIAL56, 2015)

En 1949 [Vía Pública Administración, 1949], las siguientes características de diseño del pavimento PCC se pueden resumir:

Espesor: La sección transversal borde engrosado fue menos utilizado desde que se hizo una mejor comprensión de las tensiones inducidas por la temperatura. Casi todas las losas de oscilaron en el espesor de 150 a 250 mm.

Articulaciones: no se necesitan juntas de dilatación si las juntas de contracción fueron espaciadas frecuencia (paneles cortos). Antes, ellos nos proporcionaron cada 9,1 a 30,5 m. Las juntas de expansión eran caras para construir correctamente y difícil de mantener. Las juntas de contracción en losas de PCC de civil fueron recomendadas cada 4.6 hasta 6.1 m. Dispositivos de transferencia de carga (barras de espiga) fueron utilizados por cerca de la mitad de los estados.

Refuerzo: La práctica habitual en 1949 era colocar el refuerzo (si se utiliza) alrededor de 50 a 75 mm debajo de la superficie del PCC. Generalmente, los espacios entre juntas transversales se aumentaron a 18,3 a 30,5 m. Los experimentos estaban en marcha en Nueva Jersey e Illinois examinar el potencial de PCC armado continuo (0,3 a 1,0 por ciento del área de la sección transversal de la armadura longitudinal).

Hasta los años 1920 y 1930, el diseño estructural de pavimento flexible se basó principalmente en los estándares basados experiencia. Tres razones se han dado para este [Vía Pública Administración, 1949]:

Los métodos parecían proporcionar resultados “satisfactorios” para el tráfico vigente en ese momento.

El conocimiento científico fundamental era deficiente. El uso general de construcción de escenarios no se presta fácilmente a los métodos científicos en constante evolución del diseño.

En un documento de 1939, Gray completo panorama de la práctica de pavimento flexible para los estados de Estados Unidos. Para la construcción de mezcla en caliente, el espesor de la superficie típica fue de aproximadamente 50 mm; sin embargo, esto varió de tan delgada como 19 mm a tan grueso como 125 mm. Los tipos de curso de base variaron de PCC a base de asfalto-tratadas a la grava.

Las bases estabilizadas eran generalmente de 150 a 200 mm de espesor. Un estado típico como Kansas aplica 50 mm de concreto asfáltico en un 175 mm de espesor de losa PCC (áreas urbanas). Así, por hace unos 50 años, espesores de pavimento estaban empezando a parecer un poco más cerca de lo que se utiliza hoy en día. (REDSOCIAL56, 2015)

La Tabla 1 proporciona una visión general de algunos de los procedimientos de diseño de pavimentos flexibles disponibles en 1949 [Gray, 1949]. Se puede observar rápidamente que estos son en su mayoría relaciones empíricas, muchos de los cuales fueron influenciados por la teoría de Boussinesq de distribución de la carga (como Dakota del Norte [28]).

País / Estado	Bases para el Diseño Espesor	Las pruebas de subrasante	Tráfico
Nueva Gales del Sur, Australia	Carácter del Suelo	Clasificación, LL, PL, LS	Carga de la rueda: Normal: 9.000 libras, Pesado: £ 13,500
California	Curvas Diseño	CBR	Cargar Rueda
Canadá		Teniendo Plate, CBR, cono del rodamiento, triaxial Shear	Cargar Rueda
Colorado	Curvas Diseño	CBR, Clasificación, LL, PL	Volumen
Kansas [25]	Ver Nota 1	Triaxial (módulos de deformación)	El volumen y la rueda de carga
Michigan	Soil Survey Data	–	Volumen
Minnesota	Curvas Diseño	CBR	–
Nuevo México		CBR	Cargar Rueda
Carolina del Norte		Teniendo Plate	Cargar Rueda
Dakota del Norte [28]		Cono de cojinete	Cargar Rueda
Wyoming	Curvas Diseño	CBR	El volumen y la rueda de carga

Figura 1: Visión general del pavimento.

Fuente: (REDSOCIAL56, 2015)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Leyenda

t = espesor del pavimento

P = carga de las ruedas = rodamiento subrasante

S = asumido arreglo de la acera

C = subrasante módulos de deformación

C p = módulo de pavimento de la deformación

Un radio de contacto = carga

Un área de contacto = carga

p = presión de capacidad de la unidad

B = valor rodamiento cono (psi)

Tráfico

Los tipos de cargas aceras han sido sometidos a haber variado significativamente en los últimos 200 años. Cargas rueda de carro temprano típicos en el Reino Unido en 1809 se muestran en la Tabla 2. Esta información revela cargas por unidad de anchura inferior o igual a la existente en los vehículos de carretera pesada hoy. En el Reino Unido durante el 1600 y 1700, la legislación restrictiva se promulgó para adaptar los vehículos a las aceras disponibles (que al parecer se encontraban en muy mal estado) [Collins y Hart, 1936]. Una ley de 1751 vagones prohibidos en las carreteras de peaje con llantas de menos de 225 mm de ancho (un poco más estrecho que los neumáticos para camiones pesados de hoy en día). Sugerir la velocidad de desplazamiento en esa época, a mediados de la década de 1700, la velocidad media entre Londres y Bristol era aproximadamente 13 kilómetros por hora (una distancia de 187 km) (después de Westinghouse Co., 1904).

Peso bruto (toneladas)	Número de Caballos	Anchura de rueda (pulgadas)	Peso por rueda (libras)	Peso de la rueda por unidad de anchura (libras / pulgadas)
8	10	16	4480	280
6	8	9	3360	373
4.5	6	6	2520	420
3.5	4	3	1960	653
4	4	2	2240	1120

Figura 2: Peso de los caballos de fuerza vehicular.

Fuente: (REDSOCIAL56, 2015)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Ruedas siguió evolucionando. A principios de 1800, Goodyear descubrió la vulcanización en caliente de goma, que hizo posible la fabricación de neumáticos de goma maciza [Collins y Hart, 1936]. El impacto de los neumáticos de goma puede ser ilustrado por el Derecho Inglés. En concreto, la Ley de Carreteras de 1920 aumentó el peso máximo vacía de un “motor de tracción pesada” 14-15,5 toneladas y, si está equipado con tipos de goma en lugar de ruedas de acero, podrían viajar a velocidades legales de 19 kilómetros por hora en lugar de 8 kph [Collins y Hart, 1936]. (REDSOCIAL56, 2015)

“En realidad, muchos historiadores han dado crédito Goodyear para el lanzamiento de la industria del transporte interestatal en 1917. Por supuesto, había camiones antes de esa fecha, pero prácticamente todo de camiones fue confinado a acarreo interurbanos debido a los neumáticos sólidos del día que dieron un hueso traqueteo montar y bajas velocidades consiguientes.

“En 1917, Goodyear estaba convencido de que los camiones serían tremendamente más eficientes si se rodaron en los neumáticos. Cuando no pudimos encontrar una compañía de camiones dispuesta a correr el riesgo, lanzamos nuestra propia línea – la Wingfoot Express – con una ruta inicial de Akron a Boston y de regreso....

Materiales

Parte de la información registrada más temprana acerca de los materiales que se podrían (y fueron) utilizados en pavimentos refieren cemento hidráulico y los romanos; Sin embargo, para ser justos, el primer uso conocido de cal hidráulica estaba en Siria cerca de 6.500 aC (más de 6.000 años antes de los romanos – más o menos unos pocos cientos de años) (Brown, 1987).

Los romanos “descubrieron” que la molienda de toba volcánica con cal hidráulica en polvo producido un cemento hidráulico (“hidráulico” en la que se endureció en presencia de agua). La cal hidráulica se produce calentando la piedra caliza por encima de 850 ° C impulsando así fuera de CO₂ y la conversión de la piedra caliza de CaO. El primer uso conocido de cemento hidráulico por los romanos ocurrió alrededor de 120 aC (en Roma por extraño que parezca).

El “mejor” variedad de toba volcánica fue encontrado cerca de la localidad de Pozzuoli (cerca de Nápoles, en la costa suroeste de Italia) y el material adquirido el nombre de puzolana. Además, los romanos aprendieron un poco sobre el uso de otros aditivos como sangre, manteca y leche. Al parecer, la sangre (hemoglobina en realidad) es un agente plastificante y (dado el clima mediterráneo suave el uso principal era probable para trabajabilidad) incorporador de aire eficaz. (REDSOCIAL56, 2015)

Con respecto a las pruebas de material, el año 1898 fue significativo: la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM) se estableció.

La única prueba de caracterización de materiales que tuvo un tremendo impacto en el diseño y en cierta medida todavía lo hace, fue el desarrollo de la California Bearing Ratio (CBR). Porter, de la División de Carreteras establecidas en un documento 1942 Carretera Junta de Investigación de California:

“La prueba de razón de rodamiento fue ideado en 1929 en un intento de eliminar algunas de las objeciones a las pruebas de carga de campo y para proporcionar un método rápido para la comparación de base y sub-base de materiales locales.”

Algunos de los aspectos positivos de la prueba de laboratorio de CBR según el listado de Porter:

Mejora sobre el terreno las pruebas de carga estáticas que tengan que superar “deformación consolidación”, ya que la muestra CBR se compacta a una densidad esperada en el campo. Intentos de California para utilizar pruebas de rodamiento campo estáticas fueron juzgados como éxito; por lo tanto, el énfasis en la correlación de comportamiento del pavimento con una prueba de laboratorio sencillo.

El remojo de las muestras de laboratorio con un suplemento (que representa el peso del pavimento) permite que el material se hinche y alcanzar el estado adverso de la humedad que puede existir en el campo.

La prueba de penetración determina la resistencia del material al desplazamiento lateral que resulta en una medida combinada de la influencia de la cohesión y la fricción interna.

La prueba ofrece un método rápido de comparación de materiales de base y subrasante.

Al investigar y probar los materiales asociados, una relación empírica se puede establecer entre los valores de RBC, el espesor del pavimento, y el rendimiento.

Muestra los valores de soporte típicos (psi) frente a la penetración (in.) Para diversos materiales que van desde “muy pobre subrasante” (CBR hasta 5) a las “bases de buena roca triturada” (CBR de 100). El CBR son en términos de porcentajes ya que el valor del cojinete se divide por 1.000 psi (0,1 penetración) o 1.500 psi (0,2 pulg. Penetración) que representa el valor de soporte de un material de piedra triturada (consulte “curva estándar 100%”).

2.1.2. Base estabilizada con cemento.

Se define como suelo estabilizado con cemento, al producto elaborado a partir de la mezcla de suelos finos y/o granulares, con cemento y agua, la cual se compacta y se cura para formar un nuevo material con mejores propiedades mecánicas, que garantizan la durabilidad necesaria para satisfacer grandes periodos de diseño. (MCCONSTRUCTOR, 2019)

Capa de apoyo para la estructura del pavimento.

Capa o partes de las capas soportantes bajo la carpeta bituminosa o losa de hormigón.

Capa resistente única, como solución para el caso de pavimentos económicos.

Su definición y uso han creado un denominador común entre los especialistas y diseñadores de pavimentos respecto a la utilización de suelos y bases estabilizadas con cemento; concuerdan en que la estabilización de suelos con cemento o el uso de bases cementicias en la estructura de los pavimentos, permite obtener vías con mayor durabilidad y economía. Así lo demuestran las diferentes herramientas informáticas que la tecnología actual permite emplear para predecir el comportamiento de las estructuras de pavimento que emplean suelos/bases estabilizadas caracterizando las deformaciones bajo esfuerzo y su vida útil. En Ecuador existen varias vías donde se han empleado bases estabilizadas y luego de muchos años de operación, no se han presentado fallas por fatiga, tan comunes en los pavimentos flexibles (MCCONSTRUCTOR, 2019)

2.1.3. Referencias del Tema.

En este capítulo se ha creado un marco de referencia con trabajos de autores en los temas de interés para este estudio, que forma parte del conocimiento técnico de información, para la elaboración de nuestro tema de estudio, todas estas recopilaciones la obtenemos por medio de la herramienta informática del internet.

Universidad: Universidad Católica de Santiago de Guayaquil Facultad de Ingeniería, carrera de Ingeniería Civil

Tema: Comparación técnico económica del uso de bases granulares y bases estabilizadas con cemento, para diversos casos de tráfico, con y sin capa de rodadura, para nuestro medio

Autor: Matute Acurio, Andrea Cristina

Fecha: GUAYAQUIL, ECUADOR 2016

Resumen:

(Matute, 2016). En el presente trabajo investigativo se realizó una comparación técnica económica del uso de bases granulares y bases estabilizadas con cemento, para diversos casos de tráfico, con y sin capa de rodadura, para nuestro medio. El análisis técnico fue realizado utilizando el método de la AASHTO 93 considerando ciertos parámetros similares para todos los casos, variando los ESALS y el coeficiente k de reacción del suelo, que al mejorarlo con cemento cambia, este k es una equivalencia del CBR que se indica en los APUs. Se realizó el análisis financiero basado en una comparación entre Pavimento rígido con Base Granular 1A y una BEC, Base Estabilizada con Cemento, un Camino vecinal hecho con lastre de río sin estabilizar y otro con el mismo lastre pero estabilizado, cada uno con diferentes costos de mantenimiento en el tiempo y diferente tipo de refuerzo con el fin de determinar el tipo de capa de rodadura a construirse en una carretera, que sea económicamente rentable y durable para el organismo ejecutor de la obra.

Conclusión.

El análisis financiero realizado mediante el uso de costos de mantenimiento, estimados como un porcentaje anual del costo inicial de construcción; en este trabajo se adoptaron valores promedios, así como también, los valores de los refuerzos analizados durante un periodo de diseño de 25 años, dieron como resultado los siguientes ahorros aproximados: En caso de Suelos de baja calidad CBR=2% se registraron disminuciones desde 3 cm en el espesor del hormigón de la calzada sometidos a tráfico liviano, medio y alto dando como un ahorro promedio de \$110 m³/km, considerando un carril estándar. En caso de Suelos de media calidad CBR=4% se registraron disminuciones desde 3.5 cm en el espesor del hormigón de la calzada sometidos a tráfico liviano, medio y alto dando como un ahorro promedio de \$128 m³/km, considerando un carril estándar. En caso de Suelos de buena calidad CBR=8% se registraron disminuciones desde 3.5 cm en el espesor del hormigón de la calzada sometidos a medio y alto dando como un ahorro promedio de \$128 m³/km, considerando un carril estándar; pero en el caso del tráfico liviano se registró una reducción de hasta 4 cm dando como ahorro aproximado \$145 m³/km. También se

podieron obtener promedios de reducción de espesores de losa, en cuanto a tráfico liviano se registró 17,10%; en tráfico medio con 13,6% y en caso de tráfico altos un equivalente a 12,10% El control en campo es básico e indispensable ya que en algunos casos no se logra obtener las condiciones del diseño de laboratorio por varios factores, entonces la dosificación, el porcentaje de cemento debe ser el indicado sin excesos ya que eso puede ocasionar el daño por fisuración de la base. La base estabilizada es casi impermeable, resiste a cambios climáticos, además debido a la hidratación del cemento continúa ganando resistencia con la edad. Una base estabilizada con cemento va a tener muchas ventajas sobre una base granular, primero va a generar una mayor resistencia, y mejora la capacidad portante de la estructura del pavimento, elevando su número. Una base estabilizada con cemento responde mejor a las solicitaciones de carga a diferencia de una base granular. Económicamente queda demostrado para los ejemplos analizados, que es conveniente una base suelo cemento ya que permite en muchos casos, emplear materiales de la zona de trabajo sin la necesidad de importar materiales clasificados de canteras que encarecen en el transporte. Es claro que al estabilizar una base con cemento se logra conseguir espesores menores de capas, mejorando los números estructurales considerablemente.

Universidad: Universidad Laica Vicente Rocafuerte de Guayaquil Facultad de Ingeniería Civil

Tema: Diseño de base granular estabilizada con cemento hidráulico como solución para pavimentos

Autor: Fernando Fausto Villacreses Salas

Fecha: GUAYAQUIL, ECUADOR 2014

Resumen:

(Villacres, 2017)El proyecto Diseño de base granular estabilizada con cemento hidráulico como solución para pavimentos y carreteras, considera emplear para su

mezcla bajas proporciones de cemento, humedad y materiales pétreos triturados (agregados) que por lo general se los emplea en bases y subbases para carreteras y/o vías de comunicación, sometido por una carga de compactación previo a la colocación de la capa concreto o asfalto. Los agregados componentes del diseño se los obtuvieron en la Planta de Calizas Huayco que fabrica el material Base Clase 1 tipo A, producto que se obtiene de la trituración y clasificación de materiales extraídos de la cantera los mismos que cumplen especificaciones técnicas nacionales (MTO) e internacionales (ASTM). El cemento componente del diseño se lo obtuvo en la Planta de fabricación de Cemento de la empresa Holcim Ecuador S.A. ubicada en la ciudad de Guayaquil cuyos productos se fabrican bajo la Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 2380 (Cemento Hidráulico, requisitos de desempeño para cementos hidráulicos) equivalente a la norma internacional ASTM C – 1157 (Standard performance Specification for Hydraulic Cement). De estos materiales utilizados se da a conocer diferentes propiedades físicas necesarias para las diferentes metodologías utilizadas en laboratorio. La finalidad del desarrollo de este proyecto es de mostrar las ventajas y beneficios técnicos, ambientales, sociales y financieros para el desarrollo de proyectos y sistemas viales mediante el uso de base granular estabilizada con cemento, en este caso aplicando cementos hidráulicos; el mismo que va a contribuir con información técnica de Ingeniería civil a disposición de las autoridades de la Universidad Laica VICENTE ROCAFUERTE de Guayaquil.

Conclusión.

Podemos citar como parámetro importante para el desarrollo del diseño de la base granular estabilizada con cemento, el resultado del ensayo ASTM D558 Standard Test Methods for Moisture – Density (Unit Weight) Relations of Soil – Cement Mixtures en el cual se determinó que el porcentaje de humedad óptima es 5.8%, la cantidad de cemento que nos permite alcanzar una resistencia de 6.3 MPa a los 7 días de edad lo cual cumple con los parámetros de resistencia que estipula la especificación técnica ACI 230.1R (Report on Soil Cement) que indica que una resistencia a la compresión de 6 MPa permite que todas las mezclas cumplan con los requisitos de durabilidad que satisfacen las pruebas ASTM D559 Standard Test Methods for Wetting 76 and Drying

Compacted Soil – Cement Mixtures y ASTM D560 Standard Test Methods for Freezing and Thawin Compacted Soil – Cement Mixtures).

Recomendación.

Para el diseño de la base granular estabilizada con cemento hidráulico se debe previamente analizar los materiales prospecto para la composición del mismo, que junto con la aplicación del cemento hidráulico cumplan con las especificaciones o normativas técnicas que rijan en el país. Con respecto a la aplicación en sitio, es importante el cumplimiento de procedimientos que dicta la norma y contar con la disponibilidad de las maquinarias, mano de obra y equipos que permitan la ejecución del proceso de manera continua para así evitar complicaciones antes, durante y después de la aplicación de la Base granular estabilizada con cemento.

Universidad: UNIVERSIDAD DE LA SALLE FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

Tema: Base estabilizada con cemento modificada con pet reciclado

Autor: Liz Paola Meneses Rincón y Lizeth Michelle Fuentes

Campos Fecha: BOGOTÁ, D, C. 2015

Resumen:

(Meneses & Fuentes, 2015). Los caminos estabilizados se han utilizado desde civilizaciones antiguas como la Inca o la Azteca, como parte clave del desarrollo de diversas actividades. Con el tiempo se crearon grandes condiciones para la realización de muchos experimentos en mezclas de suelo y cemento que mostraron las posibilidades de aprovechar los suelos existentes, modificados en mayor o menor grado para así después ser compactados. El suelo-cemento modificado con PET reciclado en bases estabilizadas, es un tema que no se ha manejado, por lo tanto, no se tienen antecedentes de dichos trabajos; por esto, con este proyecto se pretende analizar cada una de las propiedades de este material como modificador, en comparación con los modificadores normales utilizados usualmente en estructuras de pavimentos. Por

esto se llevará a cabo una serie de laboratorios experimentales donde se estudiará cada uno de los materiales y sus componentes, para así llegar a un resultado final de la recomendación de un nuevo material como modificador para bases.

Conclusión.

(Meneses & Fuentes, 2015) La humedad óptima de compactación del suelo natural con respecto a las mezclas de suelo-cemento-PET, tiene una variación entre el 1% y 2%, con lo cual se evidencia que el PET no modifica este parámetro. La relación que hay entre el contenido de PET de la mezcla y la densidad seca, es inversamente proporcional. La variación se encuentra entre el 1% y 2 %, por tanto, no es una afectación alta que se deba considerar. La muestra de suelo-cemento-PET que ofrece mejores resultados analizando los resultados obtenidos en las gráficas 15 a la 19 de este documento es aquella que contiene el 5% de grano de PET con respecto a las otras proporciones, ya que es la que necesita menor porcentaje óptimo de cemento y arroja mayor resistencia. Se realizaron los ensayos necesarios como límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, desgaste de la máquina de los ángeles, equivalente de arena, caras fracturadas, índice de aplanamiento y alargamiento y granulometría. Sin embargo, se realizaron algunos ensayos para el material modificador PET a manera experimental, aunque no era necesario ya que este material no cumple con los parámetros establecidos en la norma los cuales eran que la muestra a caracterizar debía ser la que pasara el tamiz No 40. Y el material PET con el que se trabajó se retenía totalmente en el tamiz No 40.

Se realizaron 3 diseños de suelo-cemento (5% 7% 9% de cemento, de acuerdo a la tabla 3 de la PCA) con tres porcentajes diferentes de PET (5% 10% y 15%) teniendo en cuenta las especificaciones de materiales y construcción Invias 2007 e IDU 2005. De acuerdo a los resultados obtenidos después de realizar todos y cada uno de los ensayos al suelo-cemento y modificándolo con el PET se propone este material (PET) como modificador de una base. En cuanto a costos se puede recomendar este material, ya que es económico y es de fácil acceso. El PET por ser reciclable, permite disminuir el impacto ambiental ya que se necesita una cantidad significativa de botellas para obtener el material. Al agregar PET en una proporción mayor al 5% a una mezcla de suelo-cemento disminuye levemente la resistencia, sin embargo la muestra cumple con los parámetros mínimos de 2.1MPa. La densidad de la mezcla PET suelo-cemento

disminuye aproximadamente en un 2% respecto a la mezcla suelo-cemento, debido a que el PET tiene menor densidad que los agregados y su forma aplanada no permite una cohesión entre las partículas de los materiales.

Universidad: UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA FACULTAD DE INGENIERÍA PROGRAMA DE ESPECIALIZACIÓN INGENIERÍA DE PAVIMENTOS

Tema: Estudio de una mezcla de base granular con cemento y solid soil para una resistencia a la compresión de 2.5 mpa

Autor: Alan Pineda Podríguez y Fernando Riaño Gaitán

Fecha: BOGOTÁ, D, C. 2019

Resumen:

(Pineda & Riaño, 2019). Con mucha frecuencia los materiales granulares disponibles para construcción de vías no llenan los requisitos de resistencia y durabilidad indispensables para su uso, por lo que se hace necesario mejorarlos. El proceso por el cual se mejoran, para alcanzar dichos requisitos se denomina estabilización. Por sus propiedades, el cemento es el mejor camino para estabilizar bases granulares y así estas pueden ser más durables, impermeables y resistentes a la fatiga, por tanto, menos susceptibles de sufrir daños por las condiciones ambientales o las cargas que soportan. Pero esta mezcla tiene una desventaja que es la gran rigidez que alcanza por el cemento por lo cual se hace necesario incorporar un aditivo químico denominado SOLID-SOIL, el cual es un potencializador del cemento que aumenta la resistencia del suelo y a su vez le da flexibilidad gracias a sus componentes, los cuales hacen que se produzca una red de cristales más larga al ser mezclados con los compuestos del cemento.

(Pineda & Riaño, 2019) Se pretende realizar la clasificación del material granular, mediante ensayos físicos de laboratorio con el fin de determinar sus características y verificar si estas cumplen con las especificaciones de construcción requeridas y si la materia prima es apta para la mezcla con el cemento y el aditivo mejorador. Seguido a esto se le realizaran pruebas de resistencia a las diferentes mezclas, hasta obtener un contenido óptimo de cemento, de esta manera se determinará una fórmula de trabajo

para el material granular, la dosificación óptima del cementante y del aditivo de tal forma que cumplan con los requisitos de diseño ya establecidos, las recomendaciones y los controles necesarios y asegurar la correcta construcción de este tipo de capas estructurales de pavimento.

Conclusión.

(Pineda & Riaño, 2019). El material granular analizado con los ensayos de laboratorio para clasificación, cumplen los requisitos de la especificación IDU-ET-2011 y es adecuado para la mezcla con el cemento y el aditivo. La curva de compactación presentada en esta tesis, tiene dos características: definir la densidad de referencia y la humedad óptima para mezcla de las probetas en laboratorio; Guiar sobre la influencia del contenido de agua en la densidad de la capa construida. Para el control de densidades en terreno se deberá usar el valor de Próctor corregido por sobretamaños. El contenido óptimo de mezcla para un metro cúbico de material granular es: 89.5 kilos de cemento (4.6%) y 1.3 kilos de aditivo solid soil. Este diseño se ha establecido por evaluación de la resistencia.

(Pineda & Riaño, 2019). Teniendo en cuenta que el fraguado del cemento oscila en un tiempo aproximado entre 40 minutos y una hora, la manejabilidad de la mezcla se deberá restringir a ese tiempo y las operaciones de extensión y mezclas deberán agilizar durante dicha ventana de tiempo. Los trabajos de compactación deberán ser terminados en un lapso no mayor de dos (2) horas desde el inicio de la mezcla. Como se ha mencionado en el informe, las características granulométricas, de limpieza y de dureza, en su conjunto, proveen la idoneidad para el uso del granular con el cementante, las variaciones de estas características (como por ejemplo la segregación), puede afectar el desempeño de la mezcla cemento y aditivo o la capacidad estructural de la capa construida. Comprobar que los materiales cumplen con los requisitos de calidad exigidos en las especificaciones IDU-ET-2011 Versión 3. Cuando el mezclado se realiza en campo la dosificación no va ser tan exacta por los grandes volúmenes que se najan por tal motivo la resistencia a compresión va ser diferente que la obtenida en muestras mezcladas en laboratorio. La resistencia a compresión de las muestras de base + cemento es menor que la obtenida en muestras de base + cemento + aditivo.

2.1.4. Teoría de la capacidad de carga.

Una buena parte de las teorías desarrolladas tiene su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis. En otras teorías, especialmente en las que corresponden a desarrollos recientes, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante. Se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Prandtl (Lopez & Rivera, 2015).

Las diferentes teorías de capacidad de carga solucionan problemas en suelos cohesivos, friccionantes y algunas de ellas el caso de suelos cohesivo-friccionantes (Lopez & Rivera, 2015).

2.1.5. Análisis límite del problema de capacidad de carga en suelos cohesivos

La teoría de la elasticidad permite establecer la solución para el estado de esfuerzos en un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, cuando sobre él actúa una carga uniformemente distribuida, sobre una banda de ancho $2b$ y de longitud infinita. Aquí los máximos esfuerzos cortantes valen q/π y están aplicados en el semicírculo de diámetro $2b$ (Lopez & Rivera, 2015).

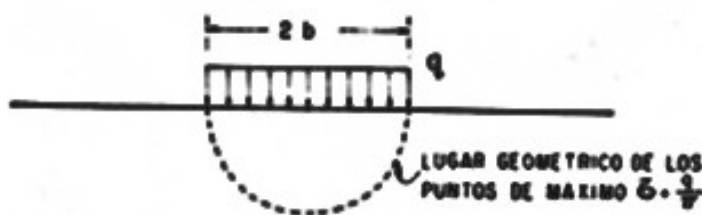


Figura 3: Esfuerzo cortante máximo.

Fuente: (Lopez & Rivera, 2015)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Para completar la aplicación del análisis límite a los problemas de capacidad de carga de suelos puramente cohesivos se necesita un valor límite superior para el valor

de la carga última q_u . Para realizar este análisis se aplica el método sueco al problema de capacidad de carga (Lopez & Rivera, 2015).

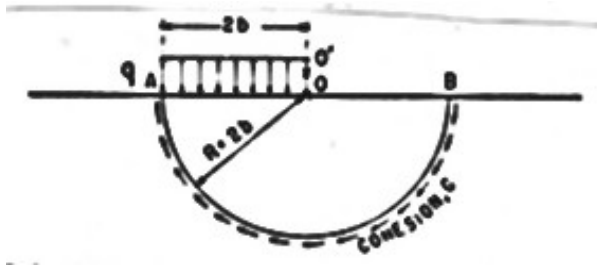


Figura 4: Analisis de la capacidad de carga..

Fuente: (Lopez & Rivera, 2015)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

En realidad, puede demostrarse que el círculo analizado no es el más crítico posible. Si se escoge un centro en O' , sobre el borde del área cargada, pero más alto que O , puede probarse que existe un círculo, el más crítico de todos, para el que $q_{max} = 5.5 c$ y representa la carga máxima que puede darse al cimiento sin que ocurra el deslizamiento a lo largo del nuevo círculo. Así la carga última real q_u , resulta acotada entre los valores (Lopez & Rivera, 2015).

$$\pi c \leq q_u \leq 5.5 c$$

En la solución de Prandtl se propone que el mecanismo de falla es el mostrado, y se debe calcular cuál es la presión máxima que puede darse al elemento rígido sin que penetre. A este valor particular se le denomina carga límite. El valor límite de la presión encontrado por Prandtl fue (Lopez & Rivera, 2015).

$$q_{max} = (\pi + 2) c$$

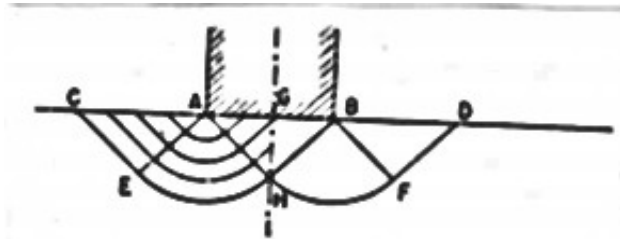


Figura 5: Solución de Prandtl.
Fuente: (Lopez & Rivera, 2015)
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Esta solución es la base de las teorías de capacidad de carga que se han desarrollado para aplicación específica a suelos.

2.1.6. Teorías de la capacidad de carga.

2.1.6.1. La teoría de Terzaghi

Esta teoría cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción; es la teoría más usada para el cálculo de la capacidad de carga en cimientos poco profundos. Se aplica a cimentaciones en las que el ancho B es mayor o igual a la profundidad de desplante D_f . De la parte superior se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante τ , haciendo la equivalencia del suelo, arriba del nivel de desplante, como una sobrecarga q (Lopez & Rivera, 2015).

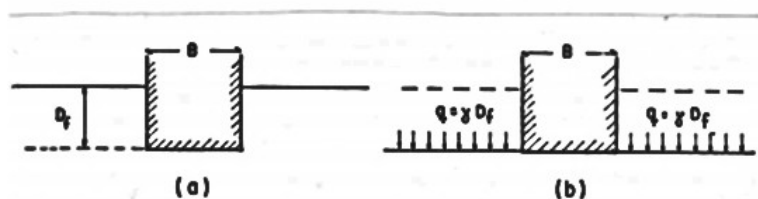


FIG. 6 Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso

Figura 6 Equivalencia sobre el nivel de desplante..
Fuente: (Lopez & Rivera, 2015)
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Con base en los estudios de Prandtl en suelos cohesivos, Terzaghi los extendió a suelos cohesivo-friccionantes, proponiendo el mecanismo de falla mostrado.

En este mecanismo la zona I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. Una zona II es de deformación tangencial radial. La zona III es una zona de estado plástico pasivo de Rankine. Para que el cimiento penetre deberá de vencer las fuerzas resistentes, como son la cohesión en las superficies AC y la resistencia pasiva en esas mismas superficies. En el caso de la falla incipiente, estos empujes forman un ángulo ϕ , la dirección es vertical (Lopez & Rivera, 2015).

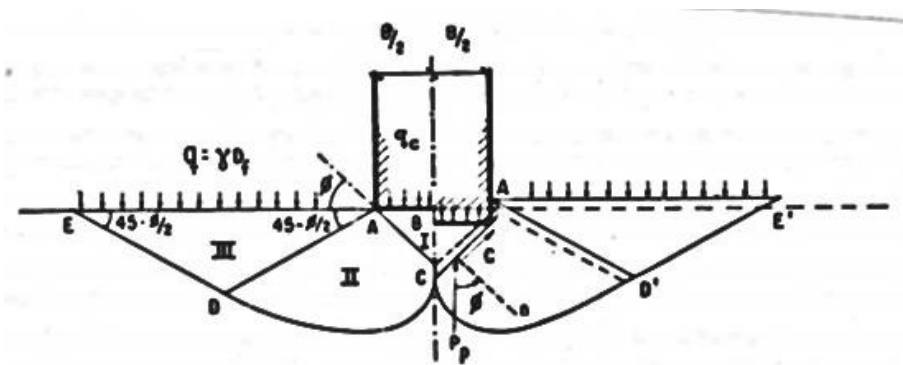


Figura 7 Mecanismo de falla de un cimiento..

Fuente: (Lopez & Rivera, 2015)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Despreciando el peso de la cuña y considerando el equilibrio de fuerzas verticales se tiene:

$$q_c B = 2P_p + 2C_f \text{sen } \phi$$

Donde:

q_c : carga de falla en el cimiento

P_p : empuje pasivo

C_f : fuerza de cohesión

Desarrollando los términos del segundo miembro y despejando q_c se llega a la siguiente expresión:

$$q_c = cN_c + \gamma DfN_q + (1/2)\gamma B N_\gamma$$

Que permite calcular la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla, se expresa en unidades de presión.

N_c , N_q y N_γ , son factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ (Lopez & Rivera, 2015).

La ecuación anterior es la fundamental de la teoría de Terzaghi y permite calcular, en principio, la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita, con carga vertical. Los valores de los factores de capacidad de carga se obtienen a partir de (Lopez & Rivera, 2015).

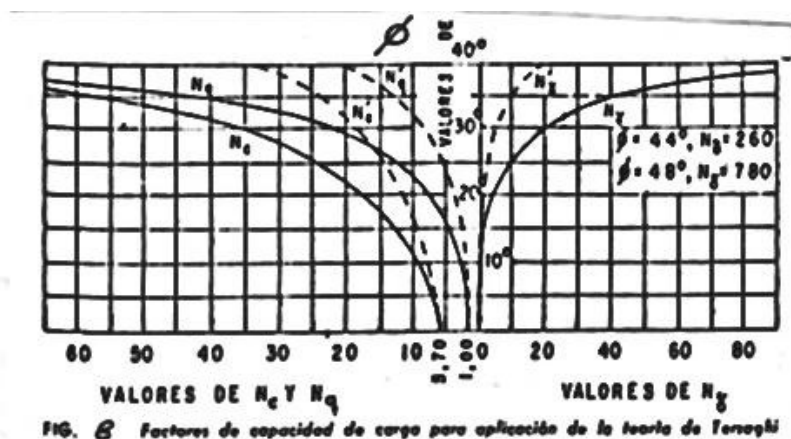


Figura 8 Factores de capacidad de carga..

Fuente: (Lopez & Rivera, 2015)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Puede observarse en dicha figura curvas de línea llena y curvas de línea punteada.

Las primeras corresponden al mecanismo de falla general representado por la fig. 5, que supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se produce cierto desplazamiento lateral, de modo que los estados plásticos desarrollados inicialmente se amplían hasta los puntos E y E', de tal manera que en el instante de falla, toda la superficie trabaja al esfuerzo límite. En materiales arenosos sueltos o arcillas muy blandas donde la deformación crece mucho cerca de la carga de falla, el cimiento penetra, pero no logra desarrollarse el estado plástico hasta los puntos E y E', sino que la falla ocurre antes, a carga menor, al llegar a un nivel de asentamiento que para el cimiento equivale a la falla del mismo. A este mecanismo se le conoce como falla local (Lopez & Rivera, 2015).

Para tomar en cuenta la posibilidad de una falla local, la capacidad de carga última del sistema suelo-cimiento se puede calcular empleando la misma ec. 4 pero adoptando factores de capacidad de carga reducidos, esto es, N'_c , N'_q y N'_γ (Lopez & Rivera, 2015).

El decidir si el sistema suelo-cimiento podrá experimentar una falla general o local depende fundamentalmente de la geometría del cimiento y de la compacidad o consistencia del suelo de apoyo. En la fig. 7 se muestra un gráfico, reportado por Vesic, que permite pronosticar el tipo de falla, en el caso de arenas (Lopez & Rivera, 2015).

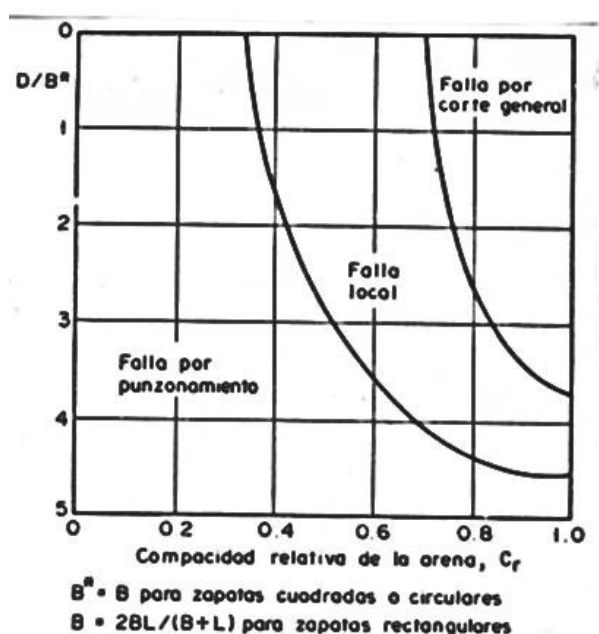


Figura 9 Forma típica de falla..
Fuente: (Lopez & Rivera, 2015)
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

En el caso de falla general, Terzaghi propone las siguientes expresiones, para calcular la capacidad de carga última: (Lopez & Rivera, 2015).

Cimientos cuadrados.

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

Cimientos circulares

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma$$

Para suelos puramente cohesivos $\phi = 0$, en este caso $N_c = 5.7$; $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$.

2.1.6.2. Teoría de Skempton

Esta teoría se desarrolló para suelos puramente cohesivos, en donde N_c es dependiente de la profundidad de empotramiento del cimiento en el estrato firme, creciendo conforme aumenta D hasta un valor máximo para $D/B > 4.5$ (Lopez & Rivera, 2015).

La expresión correspondiente es: $q_c = c N_c + \gamma D_f$ (7) 2.1.3

2.1.6.3. Teoría de Meyerhof

En la teoría de Terzaghi no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento. El suelo arriba del nivel de desplante se toma en cuenta únicamente como una sobrecarga perfectamente flexible; pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual pueda desarrollarse resistencia al esfuerzo cortante. Meyerhof trató de cubrir esta deficiencia con una teoría de capacidad de carga que ha alcanzado amplia difusión en épocas recientes. En este caso, para cimientos largos, se supone que la superficie de deslizamiento con la falla del cimiento (Lopez & Rivera, 2015).

2.1.7. Tipo de suelo y estudio a realizar.

2.1.7.1. Suelo arcilloso

El suelo arcilloso es aquel en el que predomina la arcilla sobre otras partículas de otros tamaños. La arcilla es un conjunto de partículas minerales muy pequeñas, de menos de 0,001 mm. De diámetro, en contraposición a otras partículas más grandes como son el limo y la arena, por orden de tamaño, de menor a mayor (Gago, 2017).



Figura 10 Suelo arcilloso...
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

2.1.7.2. Arcillas expansivas

Las arcillas expansivas son posiblemente el material más problemático en ingeniería civil, geotecnia e ingeniería geológica, es por eso, que su estudio en mecánica de suelos y geotecnia es necesario para lograr que las obras de ingeniería civil no sufran daños con el pasar del tiempo (GEOLOGIAWEB, 2018)

Las arcillas expansivas son aquellas que conforman los suelos arcillosos, donde el tamaño de las partículas es inferior a 2 micras, y se caracterizan por la capacidad que de expansión (aumento de volumen) cuando absorben agua o retracción (disminución de volumen) cuando baja la humedad (GEOLOGIAWEB, 2018)

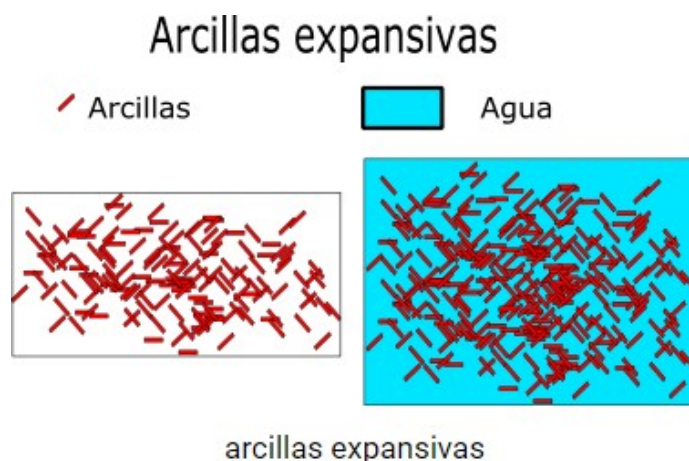


Figura 11 ceniza volcánica..
Fuente: (GEOLOGIAWEB, 2018)
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

2.1.7.2.1. Tipos de arcillas expansivas

En general todo tipo de arcillas, tienen alta capacidad de retención de agua, sin embargo, existen cierto tipo de arcillas que por su composición y comportamiento son las más problemáticas, algunas son (GEOLOGIAWEB, 2018)

Las arcillas esmectitas

Las arcillas montmorillonitas

2.1.7.2.2. Problemas que ocasionan las arcillas expansivas

El cambio de volumen en las arcillas expansivas, no es uniforme y no es constante, además responde a las condiciones físicas, ambientales y esfuerzos que muchas veces no se puede predecir (GEOLOGIAWEB, 2018)

Sin embargo, los problemas más comunes que causan en obras de ingeniería civil son:

Generación de grietas en varias direcciones debido al asentamiento (retracción) o expansión de las arcillas (GEOLOGIAWEB, 2018)

Rotura de los elementos estructurales de una obra de construcción.

Deformación y rotura de los elementos de cimentación.

2.1.7.2.3. Expansividad y retracción del suelo

La expansividad y retracción del suelo es característico en suelos del tipo arcilloso y es controlada por la variación de humedad en el suelo (variación de la cantidad de agua en el suelo) (GEOLOGIAWEB, 2018)

Expansividad y retracción del suelo

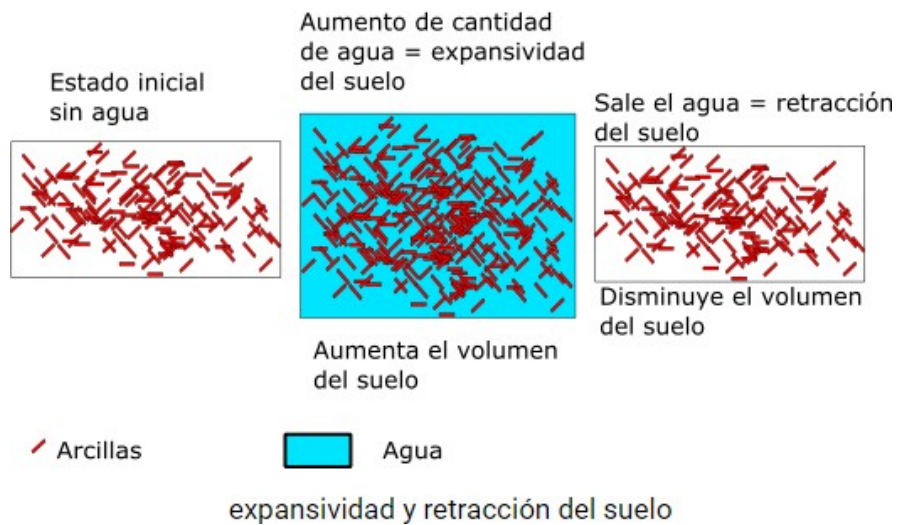


Figura 12 ceniza volcánica..

Fuente: (GEOLOGIAWEB, 2018)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

La expansividad se relaciona con la cantidad de arcilla en el suelo, por lo que se emplea parámetros de caracterización de arcillas para estimar la posible expansividad de un suelo. Para ellos se considera cuatro grados de expansividad (I a IV), que además se relaciona con el contenido de finos y límite líquido (GEOLOGIAWEB, 2018).

2.1.7.2.4. Grado de expansividad y valores medios de parámetros geotécnicos

Grado	Expansividad	Finos (%)	Límite líquido	Índice Lambe (KPa)	Presión de hinchamiento (KPa)	Hinchamiento libre (%)
I	Baja	<30	<35	<80	<25	<1
II	Baja a Media	30-60	35-50	80-150	25-125	1-4
III	Media a Alta	60-95	50-65	150-230	125-300	4-10
IV	Muy alta	>95	>65	>230	>300	>10

Figura 13 grado de expansividad..

Fuente: (GEOLOGIAWEB, 2018)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

2.1.7.2.5. Expansividad del suelo

La expansividad del suelo corresponde al aumento de volumen que ocupa el material que conforma el suelo, causado por la absorción de agua (retención de agua en los poros), esta propiedad es característica de las arcillas expansivas (GEOLOGIAWEB, 2018)

La expansividad sucede cuando las moléculas de agua quedan atrapadas en la red cristalina, entre las cadenas de silicatos de las arcillas que se encuentran unidos por enlaces débiles, pasando a ocupar mayor volumen inicial sin que ocurra reacciones químicas. (GEOLOGIAWEB, 2018).

2.1.7.2.6. Retracción del suelo

La retracción del suelo corresponde a la disminución del volumen que ocupa el material que conforma el suelo arcilloso, causado por la expulsión de agua. La retracción del suelo se da por la disminución de la humedad, esto puede ocurrir por la evaporación del agua en el suelo o por drenaje lento y continuo de agua (por las raíces de las plantas, o por infiltración del agua hacia otras capas más profundas del suelo). En ambos casos la salida del agua de las arcillas expansivas, suele ser lento, esto a largo plazo causa que las estructuras de ingeniería civil (construcción) sufran daños (GEOLOGIAWEB, 2018).

2.1.7.2.7. Factores que controlan la expansividad y retracción del suelo

La expansividad y retracción de las arcillas expansivas es netamente controlado por el aumento o disminución de la humedad en el suelo (o cantidad de agua que se encuentra en los poros), existen ciertos factores que controlan la humedad del suelo, por lo tanto la expansividad o retracción (GEOLOGIAWEB, 2018)

Los factores son:

Condiciones mineralógicas y de fábrica

Las arcillas están compuestas por minerales que tienen una estructura cristalina en forma de láminas, estas láminas se encuentran unidas por enlaces débiles de van der waals, lo que permite que haya bastante espacio entre las partículas de arcillas (GEOLOGIAWEB, 2018)

Además, estas condiciones le da a las arcillas gran capacidad de almacenar agua (alta porosidad) pero no permite facilidad de circulación del agua.

Las arcillas expansivas además de lo mencionado, suelen tener la capacidad de absorber el agua con mayor facilidad, sin embargo, igualmente no permite que el agua circule con la misma facilidad, generando problemas a futuro en las estructuras de ingeniería civil (GEOLOGIAWEB, 2018)

Las variaciones climáticas

Es así que en condiciones de lluvia habrá cantidad de agua suficiente para que las arcillas aumenten de volumen y en condiciones secas será la evaporación lo que crea la retracción del suelo (GEOLOGIAWEB, 2018)

Las arcillas expansivas son más comunes en zonas áridas, la expansión o retracción va a depender de los cambios climáticos en la zona (GEOLOGIAWEB, 2018).

La vegetación

Las raíces de las plantas pueden cambiar la humedad del suelo mientras absorben el agua que se encuentra entre los poros de las arcillas, generando retracción del suelo (GEOLOGIAWEB, 2018)

Cambios hidrogeológicos

Las arcillas son materiales poco permeables, sin embargo, el agua con el tiempo circula o se infiltra hacia capas más profundas, esto causa retracción del suelo (GEOLOGIAWEB, 2018)

La infiltración también se puede dar desde capas superiores a las capas de arcillas expansivas y se crea expansión de la capa.

En ambos casos se produce cambios en el volumen de las capas de arcillas que producen daños en las obras de construcción a lo largo del tiempo (GEOLOGIAWEB, 2018).

2.1.7.2.8. Ensayos de laboratorio para evaluar la expansividad del suelo

El ensayo de Lambe, proporciona la presión que ejerce el suelo (remoldeado) al humedecerse en el interior de un molde y reaccionar contra un pistón calibrado. El ensayo de presión de hinchamiento, consiste en la máxima presión que presenta una muestra de suelo inalterado (dentro de un molde Edo métrico) cuando, al humedecerse, se impide su hinchamiento. El ensayo de hinchamiento libre, o máxima variación de espesor de una muestra inalterada en un molde Edo métrico, cuando se humecta y se permite la expansión (GEOLOGIAWEB, 2018).

Los valores índices de estos tres ensayos que sirven para fijar el grado de expansividad potencial se incluyen el siguiente cuadro.

Grado de expansividad y valores medios de parámetros geotécnicos

Grado	Expansividad	Finos (%)	Límite líquido	Índice Lambe (KPa)	Presión de hinchamiento (KPa)	Hinchamiento libre (%)
I	Baja	<30	<35	<80	<25	<1
II	Baja a Media	30-60	35-50	80-150	25-125	1-4
III	Media a Alta	60-95	50-65	150-230	125-300	4-10
IV	Muy alta	>95	>65	>230	>300	>10

Figura 14 Valores medios de expansión..

Fuente: (GEOLOGIAWEB, 2018)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

2.1.7.3. Material de base

Es la capa de material que se construye sobre la subbase. Los materiales con los que se construye deben ser de mejor calidad que los de la subbase y su función es la de tener la resistencia estructural para soportar las presiones transmitidas por los vehículos. Tener el espesor suficiente para que pueda resistir las presiones transmitidas a la sub base. Aunque exista humedad la base no debe de presentar cambios volumétricos perjudiciales (VISE, 2017).

2.1.7.4. Ceniza volcánica.

Composición de partículas de roca y mineral muy finas (de menos de 2 mm de diámetro en general) eyectadas por un volcán. Se componen fundamentalmente de partículas vítreas duras y afiladas y rocas pulverizadas. Son muy abrasivas y, como

están compuestas en gran medida de materiales silíceos, su temperatura de fusión está por debajo de la temperatura de funcionamiento de los motores de reacción modernos de las aeronaves al empuje de crucero. La nube de cenizas volcánicas puede estar acompañada de soluciones gaseosas de dióxido de azufre (que, al combinarse con agua, forman ácido sulfúrico), cloro (que, al combinarse con agua, forma ácido clorhídrico) y otras sustancias químicas que son corrosivas para la célula de la aeronave y peligrosas para la salud. Por lo tanto, las cenizas volcánicas en la atmósfera pueden representar un peligro grave para las aeronaves en vuelo, por lo que la vigilancia y predicción de la nube de cenizas es de vital importancia para el sector aeronáutico y la ciudadanía en general (AEMET, 2018).



Figura 15 ceniza volcánica..

Fuente: (GEOLOGIAWEB, 2018)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

2.1.7.5. Contenido de humedad

Este método de ensayo cubre la determinación en el laboratorio del contenido de agua (humedad) por masa en suelos, rocas, y materiales similares, donde la reducción en masa por secado se debe a la pérdida de agua. El hallar el contenido de humedad es importante para poder determinar de qué manera la humedad del suelo puede dañar la cimentación, ya que un suelo muy húmedo puede contener sales y sulfatos q dañen las cimentaciones. Además, un suelo húmedo contiene vacíos llenos de agua, y al recibir la carga de la estructura es suelo tiende a asentarse, y conforme más humedad tenga el suelo, tiende a asentarse más y a eliminar el aguade sus vacíos hacia lugares con menor carga estructural. El contenido de humedad de un suelo es la relación, expresada como

porcentaje, del peso de agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas (Larrea, 2017).

2.1.7.6. Límite de Atterberg

2.1.7.6.1. Límite líquido

El límite líquido es un ensayo que se determina de forma estandarizada mediante la cuchara de Casagrande. Para ello se mide la humedad de un suelo en un surco que se cierra una distancia aproximada de 13 mm tras dejar caer la cuchara de Casagrande 25 veces desde una altura de 1 cm. El surco se realiza con un acanalador estandarizado. Cabe comentar que el ensayo se realiza aproximadamente con 100 g de muestra que previamente han pasado por el tamiz nº40 de la serie ASTM o 0,40 UNE y se mezcla con agua destilada. El límite líquido se suele representar con las letras LL (GEOTECNIA FACIAL, 2017).



Figura 16 Cuchara de casa grande..
Fuente: (GEOTECNIA FACIAL, 2017)
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

2.1.7.6.2. Límite plástico.

El límite plástico se determina mediante la formación de pequeños cilindros en la palma de la mano sobre una superficie lisa de unos 3 mm de diámetro y 25-30 mm de longitud. En el momento en el que los pequeños elipsoides se cuarteán en trozos de aproximadamente 6 mm se ha alcanzado la humedad del límite plástico. Al igual que

en el ensayo del límite líquido, la muestra debe haber pasado por el tamiz n°40 ASTM o 0,4 UNE. Se suele representar con las siglas LP (GEOTECNIA FACIAL, 2017).



Figura 17: *Limite plástico..*
Fuente: (GEOTECNIA FACIAL, 2017)
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

2.1.7.6.3. Carta de plasticidad.

Esta carta es utilizada sistemáticamente en la clasificación unificada de suelos. El límite líquido y límite plástico son determinados por medio de pruebas de laboratorio relativamente simples que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos arcillosos (cohesivos). Las pruebas son usadas ampliamente por ingenieros para correlacionar varios parámetros físicos del suelo, así como para la identificación del mismo (GEOTECNIA ONLINE, 2020).

Casagrande (1932) estudió la relación del índice de plasticidad respecto al límite líquido de una amplia variedad de suelos naturales. Con base en los resultados de pruebas, propuso una carta de plasticidad, basada en los Límites de Atterberg. La característica importante de esta carta es la línea A empírica, dada por la ecuación: (GEOTECNIA ONLINE, 2020).

$$PI = 0.73(LL - 20)$$

La línea A separa la arcilla inorgánica del limo inorgánico. **Norma ASTM D-2487**

Gráfica de plasticidad del USCS

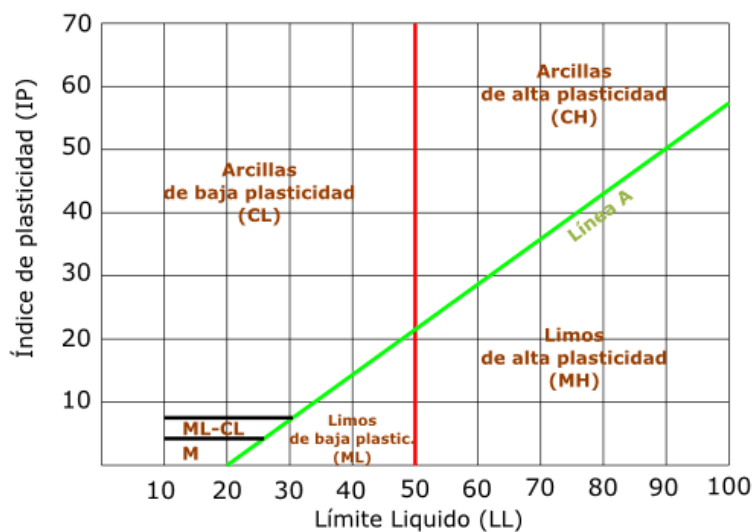


Figura 18 carta de plasticidad.

Fuente: (GEOTECNIA FACIAL, 2017)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

2.1.7.7. Análisis granulométrico

El análisis granulométrico de los suelos o granulometría de suelos es uno de los ensayos más básicos y sencillos para caracterizar un suelo, pero no por ello menos importante. De hecho, únicamente con este ensayo ya podemos aproximarnos a las características geotécnicas principales del suelo como por ejemplo la capacidad portante, deformabilidad o permeabilidad. En España se rige por la norma UNE 103101. Permite, junto con los límites de Atterberg y los ensayos de estado, identificar claramente un suelo. No obstante, estos ensayos nunca deben sustituir la testificación in situ por un geólogo experimentado. La granulometría por tamizado consiste en confeccionar la curva granulométrica de una muestra, la cual es representativa de la distribución de los tamaños de las partículas. Para ello se hace pasar una muestra ya sea inalterada o alterada por tamices o mallas por vía seca con diferentes aberturas, desde aberturas de 125 mm hasta aberturas de 0,075 mm (tamiz nº200). Para tamaños de partículas inferiores se emplea la granulometría por sedimentación mediante el higrómetro. Este ensayo es menos común que el anterior y normalmente se emplea en

casos muy específicos donde es necesario determinar el porcentaje de partículas finas (GEOTECNIA FACIAL, 2017).

2.1.7.7.1. Procedimiento granulometría por tamizado

De forma simplificada la granulometría se ejecuta de la siguiente forma. Primero se toma una cantidad representativa de muestra, se seca, se disgrega y se pesa el conjunto. Posteriormente se hace pasar por los diferentes tamices para granulometría de suelos dispuestos de mayor a menor abertura mediante agitación. Por último, se pesa el material retenido en cada tamiz, con lo que, conocido el peso inicial de la muestra, puede determinarse el porcentaje de material que queda retenido en cada tamiz. A partir de estos datos se confecciona la curva granulométrica tal y como puede verse en la siguiente imagen (GEOTECNIA FACIAL, 2017).

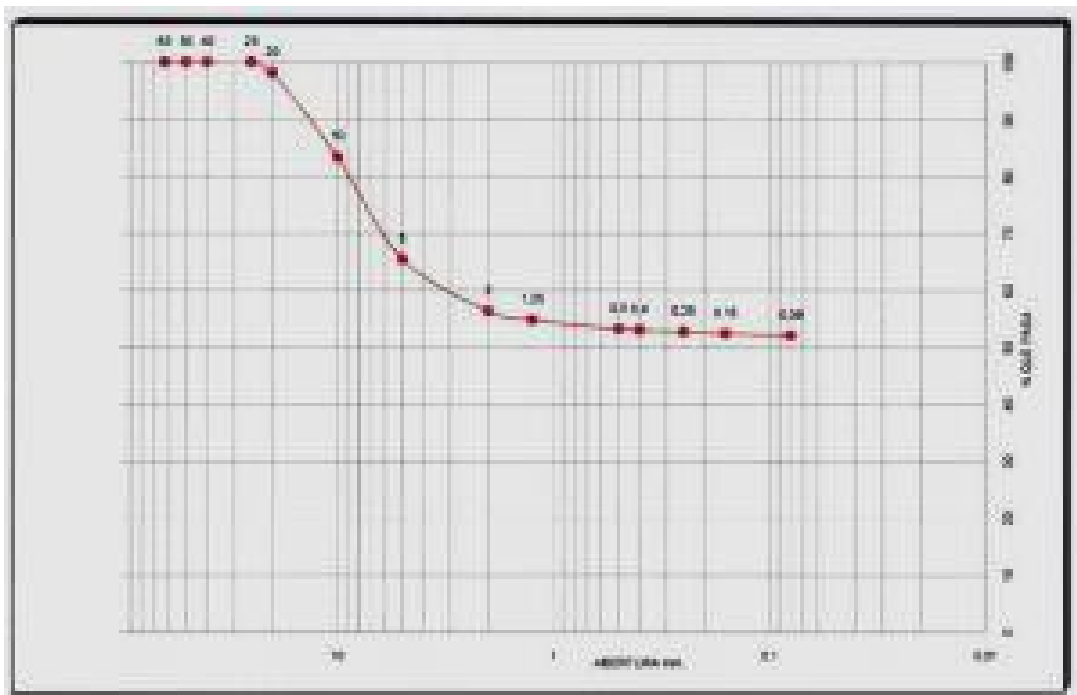


Figura 19 Curva granulométrica..

Fuente: (GEOTECNIA FACIAL, 2017)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

2.1.7.7.2. Coeficiente de uniformidad c_u

Se define como la relación entre el diámetro correspondiente al 60% del peso del material y el diámetro por el que pasa el 10% del material: $c_u = d_{60}/d_{10}$. Si el coeficiente de uniformidad es menor de 5 la granulometría es uniforme, si está comprendido entre 5 y 20 el suelo es poco uniforme y si es mayor de 20 se trata de un suelo bien gradado (GEOTECNIA FACIAL, 2017).

2.1.7.7.3. Coeficiente de curvatura c_c

Se define como $c_c = ((D_{30})^2 / (D_{10} \cdot D_{60}))$ y mide el grado de curvatura de la granulometría (GEOTECNIA FACIAL, 2017).

Un suelo bien gradado tendrá un porcentaje en huecos menor y por tanto tendrá una densidad mayor, serán suelos menos compresibles, más impermeables y fáciles de trabajar en obra (GEOTECNIA FACIAL, 2017).

2.1.7.7.4. Contenido en finos

Como se ha comentado anteriormente, se define como el porcentaje que pasa el tamiz nº200 ASTM o 0,008 UNE y mide el contenido en finos, proporción de arcillas y limos. Nos indica el grado de retención de agua, cuanto mayor sea el valor, mayor será la dificultad de expulsar el agua bajo esfuerzos (comportamiento no drenado de los materiales) (GEOTECNIA FACIAL, 2017).

2.1.7.8. Descripción de los ensayos a realizar.

2.1.7.8.1. Ensayos de compactación: Proctor normal y Proctor modificado

La compactación de un suelo produce un incremento en la densidad del material y con ello tres beneficios importantes (geotecnia facil, 2018).

- Reducción de la compresibilidad
- Incremento de la resistencia al corte
- Disminución de la permeabilidad

De este modo, la compactación de suelos es uno de los métodos más utilizados para mejorar las propiedades de un suelo y por ello es primordial conocer sus características de compactación y puesta en obra (geotecnia facil, 2018).

Los ensayos de compactación Proctor Normal y Proctor Modificado son dos de los ensayos más utilizados en el estudio de compactación de suelos para la construcción de terraplenes y otras obras de tierra. Se rigen por las normas UNE o ASTM y son imprescindibles para caracterizar la puesta en obra de un material (geotecnia facil, 2018).

Proctor normal ASTM D-698 o UNE 103-500-94

Proctor modificado ASTM D-1557 o UNE 103-501-94

Complementariamente, en el estudio de reutilización de suelos y su posible idoneidad para la compactación, se utiliza el ensayo CBR, granulometrías de suelos, límites de Atterberg, ensayos de colapso e hinchamiento libre entre otros ensayos de laboratorio de suelos (geotecnia facil, 2018).

En primer lugar, describiremos como se ejecutan las distintas pruebas de compactación para seguidamente analizar los resultados que se obtienen e interpretar las diferentes curvas de compactación (geotecnia facil, 2018).

2.1.7.8.2. Descripción Ensayo Proctor Estándar o Normal

El ensayo Proctor estándar persigue determinar la densidad seca máxima de un suelo y la humedad optima necesaria para alcanzar esta densidad. Para ello se utiliza un molde cilíndrico de 1 litro de capacidad que se rellena con 3 capas de material debidamente compactadas mediante una maza estandarizada de 2,5 kg que se deja caer libremente una altura de 305 mm (geotecnia facil, 2018).

El material a ensayar previamente se ha desecado y tamizado por el tamiz 20 mm UNE o el correspondiente ASTM y posteriormente humedecido con distintos valores de humedad, una por cada muestra necesaria (geotecnia facil, 2018).

Para la compactación de cada capa de material se emplean 26 golpes de la maza distribuidos homogéneamente sobre la superficie del terreno. Las tres capas deben tener aproximadamente la misma altura de tierras (geotecnia facil, 2018).

Una vez compactado el material, se enraza el molde y se mide la densidad y humedad de una muestra tomada del centro del molde (geotecnia facil, 2018).

Se repite el proceso varias veces con distintos contenidos de humedad. La prueba de compactación Proctor Normal puede darse por finalizada cuando se obtienen 5 o 6 puntos que definen una curva que relaciona la densidad seca con la humedad (geotecnia facil, 2018).

2.1.7.8.3. Descripción Ensayo Proctor Modificado

La prueba Proctor modificada es similar a la estándar pero modificando tanto la capacidad del molde como la energía de compactación. En este caso se emplea un molde cilíndrico de 2.320 cm³ de capacidad y una maza de 4,535 kg que se deja caer desde una altura de 457 mm (geotecnia facil, 2018).

En lugar de 3 capas, se compactan 5 capas de material dando 25 golpes por cada capa.

Igualmente se realizan varias medidas de humedad y densidad del interior del molde con distintos grados de humedad para trazar la curva Proctor y de este modo dar por concluida la prueba Proctor (geotecnia facil, 2018).

Este ensayo requiere una energía de compactación mayor que el ensayo Proctor Normal y recrea, por tanto, unos medios de compactación más potentes y enérgicos (geotecnia facil, 2018).

Este ensayo es frecuentemente empleado en el estudio de terraplenes de carreteras, líneas de ferrocarril o grandes presas mientras que el ensayo Proctor normal es empleado en estudios de compactaciones de menor entidad como rellenos de zanjas, vías de comunicación secundarias o el estudio de materiales arcillosos junto con el ensayo de compactación Harvard (geotecnia facil, 2018).

2.1.7.8.4. Interpretación ensayos Proctor

El acta del ensayo Proctor debe proporcionar la densidad máxima seca así como la humedad óptima y lo que es más importante la curva humedad – densidad seca con los valores de todos los puntos ensayados (geotecnia facil, 2018).

Como datos complementarios debe proporcionar los datos específicos del molde, características de la maza, numero de capas, y golpes por capa (geotecnia facil, 2018).

La curva densidad seca – humedad permite determinar las condiciones óptimas de compactación tal y como se muestra en la figura siguiente (geotecnia facil, 2018).

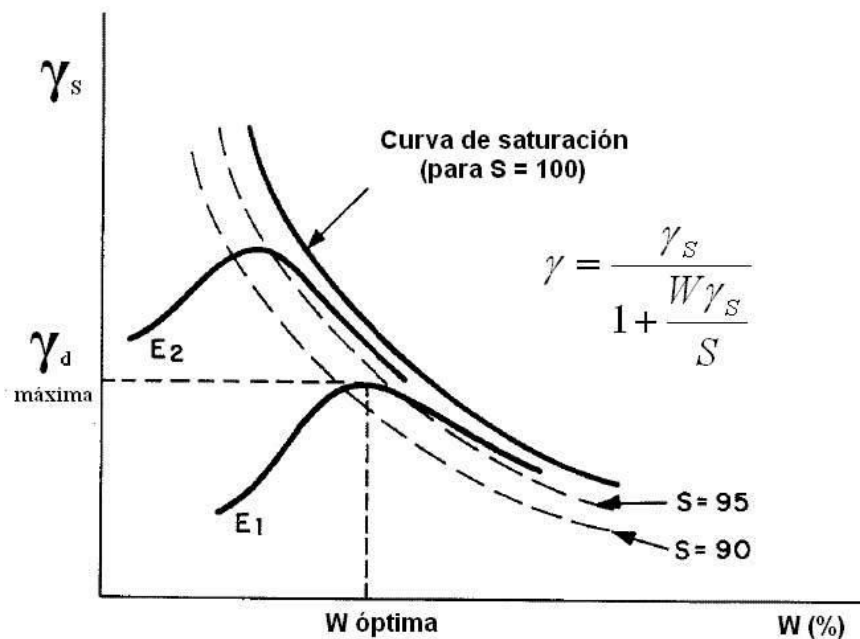


Figura 20 Curva de densidad seca..
Fuente: (GEOTECNIA FACIAL, 2017)
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Curva de compactación. Imagen tomada de <https://www.cuvsj.com/2016/04/ensayo-proctor-de-un-suelo-practica.html>. Estas condiciones serían las ideales para alcanzar en obra y suele corresponderse con un grado de saturación correspondiente entre el 85 y el 90% (geotecnia facil, 2018).

La línea que representa un grado de saturación del 100% es generalmente paralela a la línea de mayor humedad resultante del ensayo. Si se aumenta la energía de

compactación se obtienen curvas similares, pero con un incremento en la densidad máxima y menor humedad óptima tal y como puede verse en el gráfico anterior (E1 y E2) (geotecnia facil, 2018).

No obstante, la densidad máxima para un determinado grado de humedad no será nunca mayor que la correspondiente a la del suelo saturado, es decir, la curva de saturación ($S=100$) nunca será superada por ninguna curva de compactación independientemente de la energía empleada (geotecnia facil, 2018).

2.1.7.9. Ensayo CBR

El ensayo CBR se emplea para evaluar la capacidad portante de terrenos compactados como terraplenes, capas de firme, explanadas, así como en la clasificación de terrenos. Las siglas CBR significan Californian Bearing Ratio y proviene que este ensayo fue desarrollado, antes de la segunda guerra mundial, por el Departamento de Transportes de California. La prueba CBR de suelos consiste básicamente en compactar un terreno en unos moldes normalizados, sumergirlos en agua y aplicar un punzonamiento sobre la superficie del terreno mediante un pistón normalizado (geotecnia facil, 2018).

Se rige por la norma ASTM 1883 o por la norma UNE 103502 entre otras.

A continuación, pasa a describirse los detalles del ensayo de CBR.

2.1.7.9.1. Procedimiento CBR suelos

La prueba del CBR consiste en determinar la carga que hay que aplicar a un pistón circular de 19,35 cm² para introducirlo en una muestra de suelo a una velocidad de 1,27 mm/min y hasta obtener una penetración de 2,54 mm (geotecnia facil, 2018).

A través de este procedimiento se determina lo que se llama el Índice CBR que es la relación entre la carga determinada y la que se obtiene por el mismo procedimiento para una muestra tipo de roca machacada. Se expresa en porcentaje (geotecnia facil, 2018).

El procedimiento de ejecución de la prueba CBR consta de los siguientes pasos:

Determinación de la humedad óptima y densidad máxima de las muestras de suelo mediante el ensayo Proctor modificado o normal (geotecnia facil, 2018).

Añadir agua a una muestra de suelo para alcanzar la humedad óptima.

Compactar la muestra en tres moldes CBR estandarizados de 15,24 cm de diámetro y 17,78 cm de altura. La muestra se compacta en 3 capas por molde siendo la energía de compactación de cada molde de 15, 30 o 60 golpes por capa mediante una maza de 2,5 kg que se deja caer libremente desde una altura de 305 mm (geotecnia facil, 2018)

Posteriormente se enraza el molde, se desmonta y se vuelve a montar invertido.

Se sumergen los moldes en agua (en algunas modalidades de ensayo no se sumerge la muestra (geotecnia facil, 2018).

Colocación de la placa perforada y el vástago, así como los pesos necesarios para calcular la sobrecarga calculada (geotecnia facil, 2018).

Colocar el trípode de medida sobre el borde del molde, coincidiendo el vástago del micro comparador (geotecnia facil, 2018).

Toma de medidas diarias del micro comparador durante al menos 4 días.

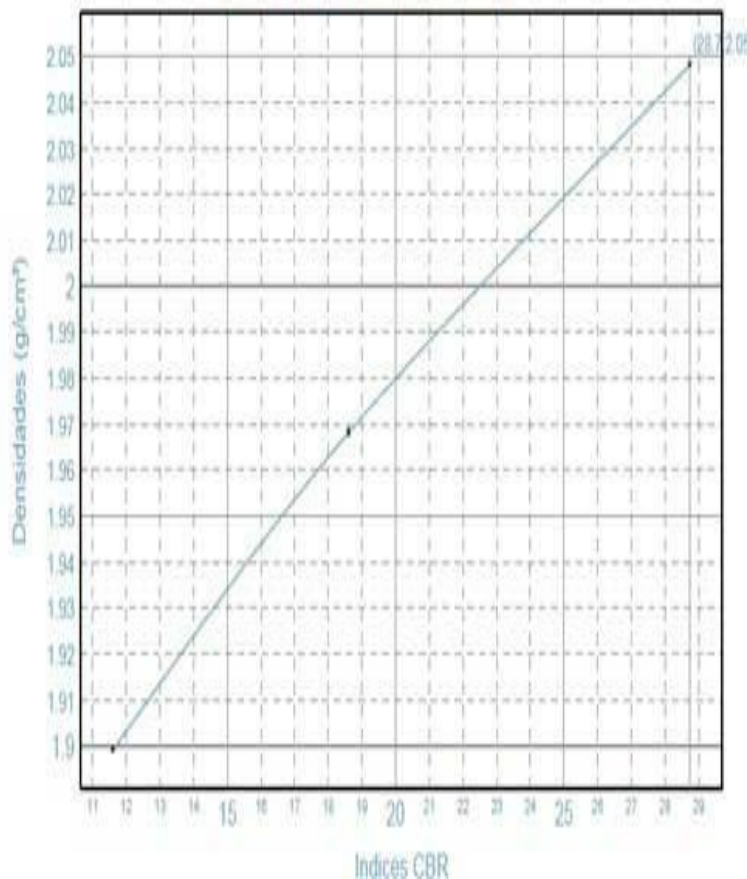
Sacar la muestra del agua, escurrir y secar exteriormente.

Aplicar la carga sobre el pistón de penetración mediante la prensa CBR y tomar las lecturas de la curva presión penetración. (geotecnia facil, 2018).

Una vez finalizado el ensayo se debe presentar los resultados en una gráfica densidad seca – índice CBR similar a la mostrada a continuación. También conviene mostrar los datos de compactación, humedad, densidad, hinchamiento y absorción (geotecnia facil, 2018).

	1	2	3
Energía compactación (%)	100% (60 golpes)	50% (30 golpes)	25% (15 golpes)
Densidad (g/cm ³)	2,05 g/cm ³	1,97 g/cm ³	1,90 g/cm ³
Humedad (%)	6,9 %	6,6 %	6,6 %
Absorción (%)	3,8 %	3,9 %	4,2 %
Hinchamiento (%)	0,00 %	0,00 %	0,00 %
Índice C.B.R.	28,7	18,6	11,6

Grafica Índice CBR/Densidad



Proctor de referencia:

PROCTOR NORMAL	
Densidad máxima	2,05 g/cm ³
Humedad óptima	7,0 %
Compactación (100,00%)	2,05 g/cm ³

Índice de CBR:

Compactación	Densidad	Índice CBR
95 %	1,95 g/cm ³	16,4
98 %	2,01 g/cm ³	23,7
100 %	2,05 g/cm ³	28,7

Figura 21 Grafica del C.B.R..

Fuente: (geotecnia facil, 2018)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Cabe comentar que el índice CBR no es una propiedad intrínseca del suelo si no que depende de las condiciones de humedad-densidad del suelo (geotecnia facil, 2018).

También puede calcularse el CBR in situ sobre el terreno natural o en laboratorio sobre muestras inalteradas.

No obstante, los resultados y valores CBR hay que tomarlos con cierta precaución puesto que es un ensayo que presenta cierta dispersión de resultados (al igual que el SPT), no refleja las condiciones a las que estará sometido el suelo y es una prueba poco fiable para suelos con CBR elevados (geotecnia facil, 2018).

A pesar de lo anterior es un ensayo muy habitual y suele correlacionarse con el módulo de elasticidad del suelo. A continuación, se presenta una de las relaciones más habituales (geotecnia facil, 2018).

$$E=65 \cdot (CBR)^{0,65} \text{ (en Kp/cm}^2\text{)}$$

Densidad de campo.

La densidad es una medida del estado de empaquetamiento de las partículas del suelo y para esto la densidad seca es una de las medidas más apropiadas. La densidad de campo se realiza con el propósito de determinar las densidades húmeda y seca y, el contenido de humedad del suelo compactado, para luego ser comparado con densidad máxima del laboratorio con el propósito de determinar el grado de compactación (laboratorio de mecanica de suelo, 2016).

2.1.7.9.2. MEDICIÓN DE LA DENSIDAD DE CAMPO:

1. Monolito inalterado
2. Método del globo de hule.
3. Método del cilindro biselado.
4. Cono y Arena.
5. Densímetro Nuclear. Monolito inalterado:

Se hace una pequeña calicata y se extrae una pequeña parte del material (suelos arcillosos), la muestra no se debe disgregar y conservar su densidad. Posteriormente, la muestra se pesa y se agrega la parafina, se determina el peso de la muestra más la parafina. Luego, se introduce en la balanza hidrostática y se determina el peso sumergido en agua (laboratorio de mecánica de suelo, 2016).

Se conoce:

El peso de la muestra = W_m

El peso de la muestra más parafina = W_{m+p}

El peso de la parafina: $W_p = W_{m+p} - W_m$

Peso unitario de la parafina: $\gamma_p = 0,9 \text{ gr/cm}^3$.

Volumen de La parafina: $V_p = W_p / \gamma_p$.

El peso sumergido de la muestra más parafina: $W_{m+p}(\text{sumergido})$

$V_{m+p} = W_{m+p} - W_{m+p}(\text{sumergido})$

$V_m = W_{m+p} - W_{m+p}(\text{sumergido}) - V_p$

$$V_m = W_{m+p} - W_{m+p}(\text{sumergido}) - \underbrace{\frac{W_{m+p} - W_m}{\gamma_p}}_{V_p}$$

Figura 22 Formula para el volumen de la muestra..

Fuente: (GEOTECNIA FACIAL, 2017)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Donde:

V_m = Volumen de la muestra.

V_{m+p} = Volumen de la muestra más parafina.

2.1.7.9.3. Método de Cono y Arena:

El aparato del cono de arena consiste de un frasco de plástico o vidrio con un cono de metal unido a su parte superior. Placa base para su uso esto puede hacer más difícil la nivelación, pero permite en el ensayo abrir agujeros de diámetro mayores y puede reducir la pérdida de suelo al pasarlo del agujero de ensayo al recipiente. La arena de Ottawa es una

arena limpia, seca, uniforme, no cementada, durable y que fluya libremente. Además, deberá tener un coeficiente de uniformidad (D_{60}/D_{10}) menor que 2 y no contiene partículas que queden retenidas en el tamiz de 2mm (N°20). Es una arena uniforme de forma redondeada a sub-redondeada (favorece que fluya libremente) y desprovista de partículas o arena fina (menores a 0,250 mm. tamiz N°60), para prevenir segregación en almacenamiento o uso, y cambios de peso unitario aparente como consecuencia de variaciones en la humedad atmosférica (laboratorio de mecánica de suelo, 2016).

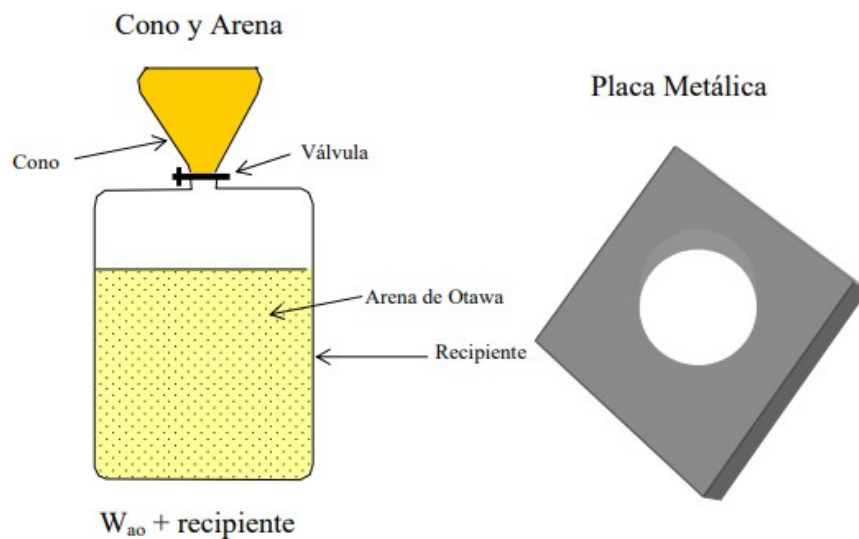


Figura 23 Implementos para la densidad de campo..

Fuente: (laboratorio de mecánica de suelo, 2016)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

2.1.7.9.4. Método del globo de hule:

El procedimiento es similar al del método del Cono de arena; se hace un hueco de prueba y se determinan el peso húmedo del suelo retirado del hueco y su contenido de agua. Sin embargo, el volumen del hueco se determina introduciendo a éste un globo de hule con agua de un recipiente calibrado, del cual el volumen se lee directamente (laboratorio de mecánica de suelo, 2016).

El peso específico seco del suelo compactado se determina usando la ecuación:

$$\gamma_d = W/V$$

W = peso seco del suelo excavado del hueco (k)

V = volumen del hueco (m³).

2.1.7.9.5. Método del densímetro Nuclear (TROXLER):

Los medidores nucleares de densidad son ahora usados con frecuencia para determinar el peso específico seco compactado de suelo. Los densímetros nucleares operan en calicatas o desde la superficie del terreno. El aparato mide el peso específico húmedo por volumen unitario, el contenido de humedad, litros de agua por metro cúbico y el peso específico seco de suelo compactado. También es usado en la carpeta de rodamiento de pavimentos flexibles (mide densidad, y relación de vacíos) y en pavimentos rígidos (mide la densidad) (laboratorio de mecánica de suelo, 2016).

Grado de compactación:

Se debe cumplir el 95% de compactación en campo de lo que se compacte en el laboratorio (laboratorio de mecánica de suelo, 2016).

$$C = \frac{\gamma_d \text{ en campo}}{\gamma_d \text{ máx-lab}} \cdot 100$$

Figura 24 Porcentaje de compactación..

Fuente: (laboratorio de mecánica de suelo, 2016)

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

2.2. Marco conceptual

Capacidad portante: Es la que permite calcular la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla, se expresa en unidades de presión. N_c , N_q y N_γ , son factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ .

Esfuerzo cortante: Es una fuerza interna que desarrolla el suelo, en respuesta a una fuerza cortante, y que es tangencial a la superficie sobre la que actúa.

Resistencia al esfuerzo cortante: Es la tensión que se desarrolla en el plano de corte y en el momento de la falla

Parámetro de resistencia al suelo: La cohesión y el ángulo de fricción son los parámetros de la resistencia cortante de un suelo y son determinados en el laboratorio principalmente con dos tipos de ensayo: LA PRUEBA DE CORTE DIRECTO Y LA PRUEBA TRIAXIAL.

Base granular: Es un material granular grueso compuesto por triturados, arena y material fino. Beneficios: posee alta resistencia a la deformación lo que hace que soporte presiones altas. Usos y aplicaciones: se emplea en la conformación de estructuras de pavimento.

Base estabilizada: Estas bases se obtienen a partir de materiales granulares (áridos o suelos), mezclados con cantidades adecuadas de cemento y agua, y compactados después, dentro de un plazo limitado de tiempo

Capacidad portante: Es la resistencia a la deformación bajo las cargas del tráfico.

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

Densidad: La densidad es una magnitud escalar que permite medir la cantidad de masa que hay en determinado volumen de una sustancia.

Áreas inalteradas: son áreas cubiertas con vegetación que han permanecido cubiertas con vegetación en el último año.

Asentamientos: establecimiento o fijación de principios o bases estabilizantes sobre las que se consolida algo material.

Cemento: material de construcción compuesto de una sustancia en polvo que, mezclada con agua u otra sustancia, forma una pasta blanda que se endurece en contacto con el agua o el aire; se emplea para tapar o rellenar huecos y como componente aglutinante en bloques de hormigón y en argamasas.

Compactación: es la densificación de un relleno por medios mecánicos.

Conformación del terreno: es cualquier operación por medio de la cual se modifica la forma o elevación de la superficie del terreno, bien sea mediante corte, relleno, limpieza o demolición. Incluye la alteración de la localización, forma o profundidad de drenajes o cuerpos de agua ocasionales o permanentes.

Dosificación: implica establecer las proporciones apropiadas de los materiales que componen el hormigón, a fin de obtener la resistencia y durabilidad requeridas, o bien, para obtener un acabado o adherencia correctos.

Deformación: las deformaciones del material pertenecen al grupo de las denominadas lesiones mecánicas. Son consecuencia de procesos mecánicos, a partir de fuerzas externas o internas que afectan a las características mecánicas de los elementos constructivos.

Humedad óptima: contenido de agua del terreno que permite obtener una densidad máxima mediante su compactación.

Mezcla de materiales: la mezcla de materiales granulares estabilizados con cemento para ser utilizados como capa de base en la estructura del pavimento

Permeabilidad: factor que mide la resistencia de los materiales al libre flujo del agua, y puede definir el régimen de aguas subterráneas, concentración de corrientes, etc.

Relleno: proceso de instalación y conformación de un depósito de terraplén de tierra, grava u otro material, el cual debe cumplir con ciertas condiciones mínimas de compactación.

2.3. Marco legal

En nuestra estudio y trabajos a realizar emplearemos los criterios emitidos por MTOP Ministerio de Transporte y Obras Publicas de acuerdo MOP - 001-F 2002 ESPECIFICACIONES GENERALES ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCION PARA LA CONSTRUCCION DE CAMINOS Y PUENTES en el capítulo 400 estructura del pavimento, sección 404 bases, donde se emiten los lineamientos en cuanto al uso, procedimientos de trabajos, tipo de materiales a

CAPÍTULO III

3. Metodología de la investigación

3.1. Metodología de estudio.

Una investigación es un proceso que se lleva a cabo mediante la aplicación de un método científico o experimental encaminado a conseguir información valorable para concebir, comprobar o corregir o el conocimiento del tema de estudio. Para lograr un efecto claro y precisa es necesario emplear algún método de investigación a seguir, ya que la misma posee una serie de diversos caminos para lograr un objetivo programado o para conseguir la información requerida. (Web y Empresas, 2018).

La investigación tiene como principal herramienta el método científico, que es el método de estudio sistemático por excelencia, el cual incluye técnicas de observación, razonamiento y predicción. Para todo tipo de investigación existe un proceso y objetivos puntuales. Todo buen trabajo de investigación debe tener en cuenta algunos elementos básicos en la enunciación de un proyecto, fundamentados en interrogantes como: ¿qué se va a realizar?, ¿con qué?, ¿Cómo se va a realizar?, ¿Cuánto cuesta?, ¿Cuánto dura? entre otras. Reflejadas en pasos posteriores de justificación, además teniendo en cuenta la perspectiva social y económica, los objetivos, la metodología a seguir, el presupuesto y recursos de la misma. (Web y Empresas, 2018).

El método aplicado en el presente estudio es el Descriptivo con enfoque cuantitativo, por el medio del cual se recabará la información necesaria que permita llegar a conclusiones que den respuesta a los objetivos planteados en la presente investigación. El objetivo principal es comprobar la capacidad portante de esta base estabilizada para que sea considerada como alternativa para una determinada estructura, y ver la diferencia de una base tradicional.

3.2. Tipo de investigación.

Existen varios tipos de investigación, y dependiendo de los fines que se persiguen, los investigadores se decantan por un tipo de método u otro o la combinación de más de uno. En este artículo describiremos tres tipos o métodos de investigación: la

descriptiva, la exploratoria y la explicativa. Clasificar una investigación de tipo descriptiva, exploratoria o explicativa tiene que ver con la profundidad de la misma; es decir, según el nivel de conocimiento que se desea alcanzar (TIPOS DE INVESTIGACION, 2017)

Investigación Exploratoria Las investigaciones de tipo exploratorias ofrecen un primer acercamiento al problema que se pretende estudiar y conocer. La investigación de tipo exploratoria se realiza para conocer el tema que se abordará, lo que nos permita “familiarizarnos” con algo que hasta el momento desconocíamos. Los resultados de este tipo de tipo de investigación nos dan un panorama o conocimiento superficial del tema, pero es el primer paso inevitable para cualquier tipo de investigación posterior que se quiera llevar a cabo. Con este tipo de investigación o bien se obtiene la información inicial para continuar con una investigación más rigurosa, o bien se deja planteada y formulada una hipótesis (que se podrá retomar para nuevas investigaciones, o no). (TIPOS DE INVESTIGACION, 2017)

Investigación Descriptiva La investigación descriptiva es la que se utiliza, tal como el nombre lo dice, para describir la realidad de situaciones, eventos, personas, grupos o comunidades que se estén abordando y que se pretenda analizar. En este tipo de investigación la cuestión no va mucho más allá del nivel descriptivo; ya que consiste en plantear lo más relevante de un hecho o situación concreta. De todas formas, la investigación descriptiva no consiste únicamente en acumular y procesar datos. El investigador debe definir su análisis y los procesos que involucrará el mismo. A grandes rasgos, las principales etapas a seguir en una investigación descriptiva son: examinar las características del tema a investigar, definirlo y formular hipótesis, seleccionar la técnica para la recolección de datos y las fuentes a consultar. (TIPOS DE INVESTIGACION, 2017).

Investigación Explicativa La investigación de tipo explicativa ya no solo describe el problema o fenómeno observado, sino que se acerca y busca explicar las causas que originaron la situación analizada. En otras palabras, es la interpretación de una realidad o la explicación del por qué y para qué del objeto de estudio; a fin de ampliar el “¿Qué?” de la investigación exploratoria y el “¿cómo?” de la investigación descriptiva. La investigación de tipo explicativa busca establecer las causas en distintos tipos de

estudio, estableciendo conclusiones y explicaciones para enriquecer o esclarecer las teorías, confirmando o no la tesis inicial (TIPOS DE INVESTIGACION, 2017).

Se realizará una investigación del tipo descriptivo con enfoque cuantitativo, en donde se realizarán los ensayos respectivos de acuerdo a las normas establecidas para ser consideradas como material de base, al mismo tiempo analizaremos la mezcla propuesta que este dentro de los rangos respectivos y veremos la mejor proporción de cemento adecuada para su uso y pueda cumplir con los estándares requeridos.

3.3. Enfoque

El enfoque cuantitativo (que representa, como dijimos, un conjunto de procesos) es secuencial y probatorio. Cada etapa precede a la siguiente y no podemos “brincar” o eludir pasos. El orden es riguroso, aunque desde luego, podemos redefinir alguna fase. Parte de una idea que va acotándose y, una vez delimitada, se derivan objetivos y preguntas de investigación, se revisa la literatura y se construye un marco o una perspectiva teórica. De las preguntas se establecen hipótesis y determinan variables; se traza un plan para probarlas (diseño); se miden las variables en un determinado contexto; se analizan las mediciones obtenidas utilizando métodos estadísticos, y se extrae una serie de conclusiones respecto de la o las hipótesis. (Fernandez, 2016).

La investigación se enfocará en realizar los ensayos respectivos para que esta mezcla sea parte de una estructura de pavimento, para esto es necesario realizar varias pruebas para obtener la más satisfactoria.

3.4. Técnicas de la investigación.

Las técnicas de investigación son procesos e instrumentos que se utilizan al iniciar el estudio de un fenómeno determinado. Estos métodos permiten recopilar, examinar y exponer la información, de esta forma se logra el principal objetivo de toda investigación, que es adquirir nuevos conocimientos. La elección de la técnica de investigación más adecuada depende del problema que se desea resolver y de los

objetivos planteados, motivo por el cual esta elección resulta ser un punto fundamental en todos los procesos investigativos. (lifeder, 2020).

La mezcla con material granular arena volcánica se le realizara los ensayos de clasificación y proctor respectivo, así como el ensayo de C.B.R. respectivo para tener valores apropiados para su verificación y poder determinar el porcentaje adecuado de cemento para cada muestra y establecer una resistencia de la base estabilizada a la compresión para darle mayor confiabilidad a esa mezcla.

3.5. Población

Para la realización de la encuesta es necesario obtener datos estadísticos actuales de la población en el entorno a desarrollar el proyecto, además que dicha encuesta servirá para dar información sobre el tema de la investigación en general a la población, su posible aceptación al mismo y su posible preferencia en relación a los métodos actuales.

Cabe recalcar que dicha encuesta también nos servirá como punto de inicio de la investigación y su justificación para la realización del mismo. Según proyecciones estadísticas del INEC (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos) en la ciudad de Guayaquil existe una población actual de 2,671.801.00 habitantes de los cuales en el último censo del año 2010 el 43.60 % de estos se encuentran entre los 20 y 49 años.

3.6. Muestra

Se realizarán varias muestras con porcentajes de cemento de acuerdo al ensayo de densidad de la mezcla para obtener varios parámetros de resistencia y recomendar la más adecuada.

Mediante tablas y gráficos se analizará los resultados de la encuesta.

Para la elección de nuestra muestra, utilizamos las siguientes formulas estadísticas:

$$N_o = (Z^2PQ) / (d^2)$$

$$n = \frac{NO}{1 + \frac{N_0}{M}}$$

Dónde:

Z es el nivel de confianza y se obtiene de las tablas de distribución normal.

Para un nivel de confianza del 90% $Z = 1.65$

Para un nivel de confianza del 95% $Z = 1.96$

Para un nivel de confianza del 99% $Z = 2.58$

P = probabilidad de que suceda el evento

Q = probabilidad de que no suceda el evento

Cuando no se conoce estos valores se asume 0.5 para cada uno, puesto que corresponde a los valores que dan máximo producto de P por Q

d = Margen de error de muestreo

N = Tamaño de población.

Se utilizó un nivel de confianza del 95% y un margen de error del 10% para obtener nuestra muestra.

$$No = \langle (1.96^2)(0.5)(0.5) \rangle / (0.1^2)$$

$$No = 96,04$$

$$n = \frac{96.04}{1 + \frac{96.04}{2,671.801}}$$

$$n = 96,04$$

Para los análisis del muestreo se realizó la encuesta a 96 profesionales y conedores de la rama de la construcción, para lo cual obtuvimos las siguientes muestras para llevar a cabo nuestro proyecto.

Encuesta realizada a profesionales de la rama de la construcción de edad entre 25 y 60 años.

3.7. Análisis de resultados.

El análisis consiste básicamente en dar respuesta a los objetivos o hipótesis planteadas a partir de las mediciones efectuadas y los datos resultantes. Para plantear el análisis es conveniente plantear un plan de análisis o lo que se conoce como un plan de explotación de datos. En él se suele detallar de manera flexible cómo vamos a proceder al enfrentarnos a los datos, cuáles serán las principales líneas de análisis, qué orden vamos a seguir, y qué tipo de pruebas o técnicas de análisis aplicaremos sobre los datos. (tecnica de investigacion social, 2017).

Los análisis a realizar serán de acuerdo a lo estipulado en las Especificaciones del Ministerio y Transporte de Obras Públicas, de la misma manera se obtendrá y evaluará la diferencia entre el material de base tradicional y la base estabilizada propuesta para poder recomendar su utilización.

CAPITULO IV

4. PROPUESTA

4.1. Objetivo general de la propuesta.

Analizar las propiedades mecánicas de la ceniza volcánica como estabilizador para la utilización de estructuras de pavimento.

4.2. Objetivos específicos de la propuesta.

- Diseñar una mezcla de suelo utilizando ceniza volcánica.
- Definir las características técnicas del suelo utilizando cenizas volcánicas.
- Contrastar las características técnicas de las mezclas de suelo utilizando cenizas volcánicas con respecto a la mezcla de suelo natural.

4.3. Desarrollo experimental

Para el desarrollo de este capítulo, realizamos los ensayos respectivos de acuerdo a las normas requeridas para este análisis comparativo, se realizará la mezcla requerida de suelo – ceniza volcánica hasta obtener la capacidad portante que ayude a estabilizar el material existente en una estructura que cumplen con las normas especificadas en el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO).

4.4. Investigación de campo.

Los ensayos realizados se ejecutaron de acuerdo a las Norma INEN respectivas y siguiéndolas Especificaciones del MTO para este diseño, para la realización del estudio vamos a considerar un diseño de pavimento realizado a la vía VENTANAS -

LA POLVADERA de 11.90 Km de longitud, el material existente lo mezclaremos con ceniza volcánica para darle una mejor estabilidad a la estructura.

4.5. Ubicación de la vía dentro del mapa vial de la provincia de los ríos

4.5.1. Cantón Ventanas

El Cantón Ventanas es uno de los 13 cantones que conforman la provincia de Los Ríos. Tiene una extensión de 533 km² y una población de más de 75.146 habitantes (en 2020). Su cabecera cantonal es la ciudad de Ventanas, lugar donde se agrupa gran parte de su población total.

Es el quinto cantón más poblado de la provincia con una población de más de 75.146 habitantes

4.5.2. Ubicación del trazado de la vía.

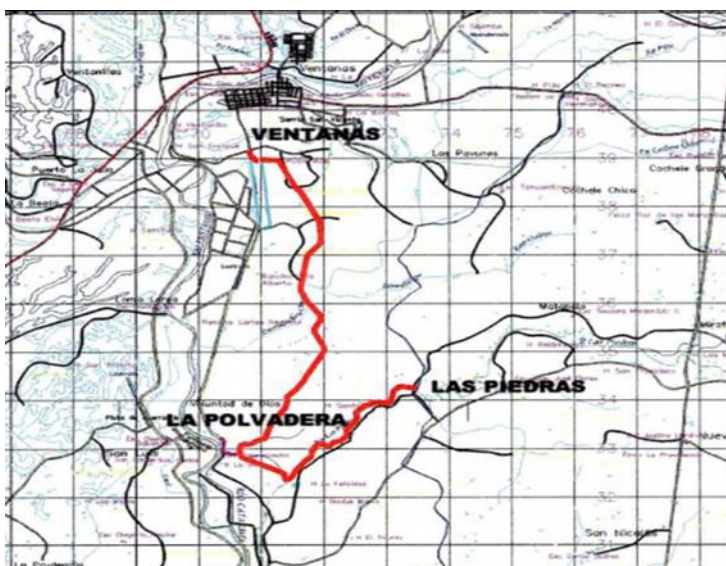


Figura 25 Ubicación de la vía..
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

4.5.3. Metodología

4.5.3.1. Prospección Geotécnica

Se visitó el sitio donde se va a construir la vía; con el personal de logística-técnico, y se realizó la prospección geotécnica, por medio de calicatas a cielo abierto; se identificaron las muestras de suelo, se las selló para evitar perder humedad y se trasladaron al laboratorio para su respectivo análisis. Las calicatas exploratorias se efectuaron hasta una profundidad de 2.00 m desde el terreno existente según sea el caso. Las muestras fueron clasificadas para identificar las características de los materiales encontrados y se sometieron a los ensayos estándar de humedad natural, granulometría, límites de consistencia, peso específico y compactación, a fin de determinar su idoneidad para formar parte de la infraestructura de la carretera. Las calicatas se ejecutaron cada 500 metros lineales.

4.5.3.2. Ensayos de laboratorio

Se realiza los ensayos de laboratorio en las muestras extraídas; los ensayos se elaboran cumpliendo normas American Society Testing Materials (ASTM) y del Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización (INEN). Se enumeran los ensayos realizados junto con su norma utilizada.

Contenido de humedad – Norma ASTM D2216

Límite de Atterberg – Norma ASTM D4318

Tamiz 200 – Norma ASTM D 422

Proctor Modificado – Norma ASTM D1557

CBR – Norma ASTM D 1883

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) – Norma ASTM D2487

4.5.3.3. Resumen de los ensayos

RESUMEN DE RESULTADOS DE ENSAYOS DEL LABORATORIO																						
Proyecto "ESTUDIO Y DISEÑO DEFINITIVO DE LA VIA VENTANAS – LA POLVADERA – LAS PIEDRAS CON UNA LONGITUD DE 11.90 KM DEL CANTON VENTANAS"																						
CALICATA No.	COORDENADAS		UBICACIÓN		MUESTRA No.	PROFUND. m	DESCRIPCIÓN	ESTRATIGRAFIA	CLASIFICACION		w %	LL %	IP %	GRANULOMETRIA (PASA TAMIZ No.)					PROCTOR		CBR (%)	
	NORTE	ESTE	ABSCISA	LADO					SUCS	AASHTO				2" %	3/4" %	4 %	40 %	200 %	γ_{max} Kg/m ³	w_{op} %	100	95
C1	9838976	671026	0+000	L.D	1	0,00 - 2,00	Limo arcilloso café claro con lentes de arena fina		MH	A-7-5	36	56	18			100	91					
C2	9838743	671388	0+500	L.D	1	0,00 - 0,32	Grava arenosa limosa arcillosa café clara		GP/GM/GC	A-1-a	6	24	5			37	11					
					2	0,32 - 2,00	Limo arcilloso café claro con lentes de arena fina		MH	A-7-5	47	69	26			100	93					
C3	9838343	671645	1+000	L.D	1	0,00 - 0,35	Grava arenosa limosa arcillosa café clara		GM/GC	A-2-4	8	29	7			47	18					
					2	0,35 - 2,00	Limo arcilloso café claro con pintas rojizas y lentes de arena fina		MH	A-7-5	42	69	27			100	91					
C4	9837686	671938	1+500	L.I	1	0,00 - 0,33	Grava arenosa limosa café clara		GP	A-1-a	6	22	4			28	4					
					2	0,33 - 2,00	Limo arcilloso café claro con pintas rojizas y lentes de arena fina		MH	A-7-5	48	72	22			100	98	1,353	27	8.5	6.9	
C5	9837168	671884	2+000	L.I	1	0,00 - 0,36	Grava arenosa limosa arcillosa café clara		GM/GC	A-1-b	9	25	6			43	17					
					2	0,36 - 2,00	Limo arcilloso café claro con pintas rojizas y lentes de arena fina		MH	A-7-5	48	81	30			100	96					
C6	9836697	671698	2+500	L.I	1	0,00 - 0,35	Grava arenosa arcillosa café clara		GM/GC	A-2-4	14	25	7			33	7					
					2	0,35 - 2,00	Limo arcilloso café claro con pintas rojizas		MH	A-7-5	44	71	31			100	99					

Figura 26 cuadro de resumen de los ensayos..

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)













C7	9836216	671668	3+000	L.D	1	0,00 - 0,40	Grava arenosa limosa arenosa café clara		GP/GM/GC	A-2-4	6	26	6			39	10				
					2	0,40 - 2,00	Limo arcilloso café claro con pintas café		MH	A-7-5	35	68	25			100	91				
C8	9835793	671926	3+500	L.I	1	0,00 - 0,34	Grava arenosa limosa café clara		GP/GM	A-1-a	4		N-P			40	10				
					2	0,34 - 2,00	Limo arcilloso café claro con pintas café		MH	A-7-5	33	62	22			100	94				
C9	9835342	671883	4+000	L.I	1	0,00 - 0,26	Grava arenosa limosa café clara		GP	A-1-a	7		N-P			21	3				
					2	0,26 - 2,00	Limo arcilloso café claro con pintas café		MH	A-7-5	39	57	16			100	99	1,485	27	14.7	11.2
C10	9834909	671959	4+500	L.D	1	0,00 - 0,18	Grava arenosa limosa café clara		GW/GM	A-1-a	2		N-P			33	7				
					2	0,18 - 2,00	Limo arcilloso café clara con pintas rojizas		MH	A-7-5	32	68	28			100	94				
C11	9834297	671615	5+000	L.I	1	0,00 - 0,25	Grava arenosa limosa café clara		GP	A-1-a	10		N-P			39	4				
					2	0,25 - 2,00	Limo arcilloso café clara con pintas rojizas		MH	A-7-5	38	82	40			99	92				
C12	9833908	671407	5+500	L.D	1	0,00 - 0,25	Grava arenosa limosa café clara		GP/GM	A-1-a	19	29	6			42	11				
					2	0,25 - 2,00	Limo arcilloso café clara con pintas rojizas y pintas blancas		MH	A-7-5	51	86	33			100	98				

Figura 27 cuadro de resumen de los ensayos..
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)













C13	9833421	671129	6+000	LI	1	0,00 - 0,12	Grava arenosa limosa café clara		GP	A-1-a	3		N-P			30		3				
					2	0,12 - 2,00	Limo arcilloso café clara con pintas rojizas		MH	A-7-5	31	64	23			100		95				
C14	9833096	670710	6+500	LD	1	0,00 - 0,13	Grava arenosa limosa café clara		GM	A-1-a	4		N-P			49		13				
					2	0,13 - 2,00	Limo arcilloso café clara con pintas rojizas		MH	A-7-5	33	68	25			100		94				
C15	9832710	670943	7+000	LI	1	0,00 - 0,44	Arena con gravay finos limosos café clara		SP/SM	A-1-a	2		N-P			63		8				
					2	0,44 - 2,00	Limo arcilloso café clara con pintas rojizas		MH	A-7-5	37	67	24			100		96				
C16	9832437	671384	7+500	LD	1	0,00 - 0,58	Grava arenosa limosa café clara		GP/GM	A-1-a	3		N-P			45		5				
					2	0,58 - 2,00	Limo arcilloso café clara con pintas rojizas		MH	A-7-5	34	62	23			100		93				
C17	9832603	671586	8+000	LI	1	0,00 - 0,23	Grava arenosa limosa café clara		GP/GM	A-1-a	5		N-P			42		7				
					2	0,23 - 2,00	Limo arcilloso café clara con pintas rojizas		ML	A-7-5	32	49	16			99		79	1,579	21	8.8	7.06
C18	9833095	671915	8+500	LD	1	0,00 - 0,09	Grava arenosa limosa café clara		GP/GM	A-1-a	4		N-P			38		8				
					2	0,09 - 2,00	Limo arenoso café clara con pintas rojizas		ML	A-5	26	42	9			97		68				

Figura 28 cuadro de resumen de los ensayos..

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)











C19	9833185	672273	9+000	L.I	1	0,00 - 0,24	Grava arenosa limosa café clara		GP/GM	A-1-a	12		N-P			39	8				
					2	0,24 - 2,00	Limo arenoso café clara con pintas rojizas		ML	A-5	26	42	10			95	70				
C20	9833645	672535	9+500	L.D	1	0,00 - 0,30	Grava arenosa limosa café clara		GP/GM	A-1-a	3		N-P			36	9				
					2	0,30 - 2,00	Limo arenoso café clara con pintas rojizas		ML	A-7-5	27	48	13			96	71				
C21	9833941	672769	10+000	L.I	1	0,00 - 0,18	Grava arenosa limosa café clara		GP/GM	A-1-a	2		N-P			36	8				
					2	0,18 - 2,00	Limo arenoso café clara con pintas rojizas		ML	A-7-5	36	50	15			97	76				
C22	9834225	673148	10+500	L.D	1	0,00 - 0,43	Grava arenosa limosa café clara		GP/GM	A-1-a	3		N-P			39	7				
					2	0,43 - 2,00	Limo arenoso café clara con pintas rojizas		ML	A-7-5	29	45	13			97	77				
C23	9834249	673468	11+000	L.I	1	0,00 - 0,20	Grava arenosa limosa café clara		GW/GM	A-1-a	3		N-P			26	9				
					2	0,20 - 2,00	Limo arenoso café clara con pintas rojizas		ML	A-7-5	24	42	11			96	70	1,700	17	8.8	6.3

Figura 29 cuadro de resumen de los ensayos..

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Como se puede observar el material a nivel de la subrasante encontrada, tenemos que a lo largo de La vía contamos con 2 capas de material, la capa de rodadura que varía su espesor de 0,10 a 0,30 mt con una nomenclatura variada entre GP-GM y GP-GC y clasificación AASHTO A-1-a, grava arenosa limosa color café clara (N-P) y una segunda capa hasta los 2,00 mt que predomina un lomo arcilloso café claro con pintas rojizas de alta y/o media plasticidad (Tipos MH-ML) y clasificación AASHTO A-7-5. Cabe mencionar además que a lo largo del muestreo hasta la profundidad de 2.00 m. inclusive no se encontró nivel de aguas subterráneas en este proyecto

Se debe mencionar además que en ninguna de las calicatas ejecutadas NO se encontró nivel de aguas subterráneas o nivel freático, por tanto, no se puede estimar y/o identificar una zona donde ocurran variaciones de humedad que posibilite el total desarrollo del fenómeno de expansión en los materiales susceptibles identificados, ya que mientras más lejos se encuentre el nivel freático de estos materiales menor es el riesgo de que desarrollen todo su potencial expansivo evaluado.

4.6. Estudios de Suelos.

Luego de la revisión y análisis de los resultados de ensayos de laboratorio de las calicatas realizadas a lo largo de la vía del proyecto, las mismas que sirvieron de base para determinar las características físicas - mecánicas de la subrasante, a través de ensayos de clasificación (contenido de humedad, límites de Atterberg , granulometría), ensayo Próctor Modificado y CBR.

Se han realizado un total de 23 calicatas cada 500m, alternadas lado izquierdo y lado derecho, entre abscisas 0+000 hasta la abscisa 11+900 donde termina el proyecto, con las que se ha explorado el terreno natural hasta una profundidad de 2.00m., bajo la rasante actual de la vía existente de donde se extrajeron las muestras para realizar los ensayos de suelo, evaluados para este proyecto. La rasante actual está conformada por materiales granulares en su mayoría de tipo gravas arenosa limo-arcilloso de color café clara mal gradadas clasificación SUCS (GP-GM)y clasificación AASTHO (A-1-a), y una muestra

de tipo limo-arcilloso de color café clara con pintas rojizas de plasticidad media a alta clasificación SUCS (MH) y clasificación AASHTO (A-7-5).

En cuanto a las densidades del material in situ las mismas fueron inferidas en base a la elaboración de especímenes elaborados y compactados a la humedad natural del material en el Laboratorio para poder luego obtener el grado de compactación del mismo al ser comparadas con la densidad seca máxima obtenida a través del ensayo Próctor Modificado efectuados en varias de las muestras que conforman la subrasante del proyecto; y, se encontró que los grados de compactación fluctúan entre un 80% en su estado menos compacto (exceso de humedad) hasta un 97% en su estado más compacto (humedad cercana a la óptima).

En lo que respecta a los ensayos CBR representativos de los materiales encontrados a nivel de subrasante, estos tienen un promedio de 7.87% tomando como referencia el 95% de la densidad seca máxima del ensayo Próctor Modificado. La ubicación de las calicatas, así como el cuadro de resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio se presentan en anexos al presente informe.

En toda estructura de pavimento es necesario construir suficientes obras de drenaje para su conservación, ya que el correcto drenaje ayuda a mantener niveles de saturación adecuados de los materiales granulares e incide directamente en la durabilidad y estabilidad de una estructura de pavimento, por tanto, se deberá dotar de un número suficiente de obras de drenaje y/o efectuar el mantenimiento correspondiente a las obras de drenaje existente para llevar a cabo este fin. El diseño de la estructura de pavimento seguirá la normativa de la AASHTO -93 (Método empírico), así mismo se realizará como complemento la verificación de los espesores de capa obtenidos por el método de la AASHTO, para poder establecer los espesores de capa finales de los materiales que conformaran la estructura de pavimento del proyecto.

4.7. Tráfico de diseño

Toda la información de tráfico anotada al inicio del presente trabajo, sirvió de base para el análisis del número de ejes equivalentes y pesos que circularán por las vías objeto

del presente estudio. Cabe mencionar que el tráfico para diseño de la capacidad de la vía es el proyectado a 20 años mientras que el tráfico de diseño para la estructura de pavimento de la vía es el proyectado a 10 años de acuerdo con los términos de referencia del presente estudio.

Con estos datos realizamos la aplicación de las tablas contenidas en el Libro de Diseño AASHTO 93 para la determinación de los ejes equivalentes, así como del factor camión; así mismo se ha realizado la distribución de ejes y tipos de vehículos en conformidad con el estudio de tráfico.

4.7.1. Determinación de esal's de diseño a 10 años.

Se considera que siendo un camino rural de bajos volúmenes de tráfico, no es necesario hacer una proyección de tráfico discriminada por tipo de vehículo, por tal motivo para los vehículos livianos como para los vehículos pesados, se utilizará en ambos la tasa de crecimiento del PIB por Industria en el sector Transporte establecidos por el Banco Central del Ecuador.

PRODUCTO INTERNO BRUTO POR INDUSTRIA

AÑO	PIB TRANSPORTE Millones de USD, 2007=100 (*)	TASA DE VARIACIÓN ANUAL, porcentaje
2009	3631.8	6.5
2010	3709.3	2.1
2011	3914.3	5.5
2012	4152.4	6.1
2013	4576.6	10.2
2014	4695.3	2.6
2015	4911.3	4.6
2016	4976.8	1.3
2017	4982.0	0.1
2018	5062.5	1.6

REGRESIÓN LINEAL

AÑO	No.	PIB TRANSPORTE Millones de USD, 2007=100 (*)	TASA DE VARIACIÓN ANUAL, porcentaje
2009	1	3631.8	6.5
2010	2	3709.3	2.1
2011	3	3914.3	5.5
2012	4	4152.4	6.1
2013	5	4576.6	10.2
2014	6	4695.3	2.6
2015	7	4911.3	4.6
2016	8	4976.8	1.3
2017	9	4982.0	0.1
2018	10	5062.5	1.6
		TOTAL	40.75
		TASA PROMEDIO	4.07
2019	11	5444.2	7.54
2020	12	5623.0	3.28
2021	13	5801.7	3.18

Figura 30: cuadro de tasa promedio del conteo de vehículo.

Fuente: Fuente: Banco Central del Ecuador. Cuadro 4.3.2. Producto Interno Bruto por Industria

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

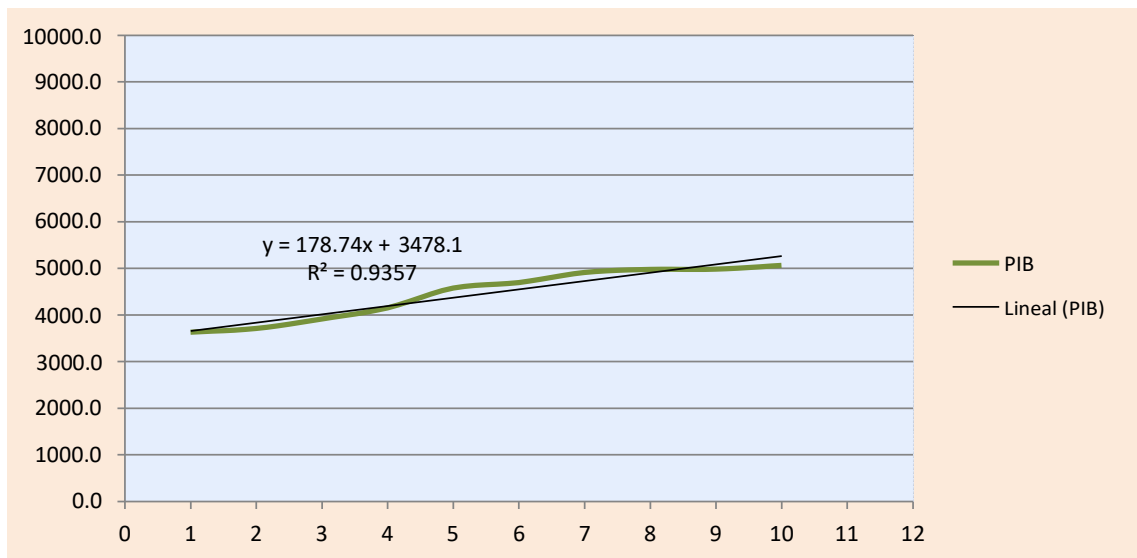


Figura 31: Proyección de la tasa de crecimiento.
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

5.2. PROYECCIÓN EN BASE A LA TASA DE CRECIMIENTO DEL PIB

$$T_f = T_{sig.} (1 + i)^n$$

$T_f =$ Tráfico futuro o proyectado

$T_{sig.} =$ Tráfico asignado

$i =$ Tasa de crecimiento del tráfico

$n =$ Período de proyección, expresado en años

AÑO	n	TASA DE CRECIMIENTO DEL PIB PARA VEHÍCULOS LIVIANOS Y PESADOS (3.18 %)
2020	0	68

2021	1	70
2022	2	72
2023	3	75
2024	4	77
2025	5	80
2026	6	82
2027	7	85
2028	8	87
2029	9	90
2030	10	93
AÑO	n	TASA DE CRECIMIENTO DEL PIB PARA VEHÍCULOS LIVIANOS Y PESADOS (3.18 %)
2031	11	96
2032	12	99
2033	13	102
2034	14	105
2035	15	109
2036	16	112
2037	17	116
2038	18	119
2039	19	123
2040	20	127

Figura 32 tasa de crecimiento...

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

De acuerdo a la tabla adjunta de los Valores de diseño recomendados, establecida en las Normas de Diseño Geométrico del MTOP, determinamos que la clasificación funcional de la vía en estudio en base a su TPDA proyectado a 20 años que es de 127 vehículos/día, es de una carretera CLASE IV, norma absoluta

CLASIFICACION DE CARRETERAS EN FUNCION DEL TRAFICO PROYECTADO	
Clase de Carretera	Tráfico Proyectado TPDA *
R-I o R-II	Más de 8.000
I	De 3.000 a 8.000
II	De 1.000 a 3.000
III	De 100 a 1.000
IV	De 100 a 100
V	Menos de 100

* El TPDA indicado es el volumen de tráfico promedio diario anual proyectado a 15 o 20 años. Cuando el promedio de tráfico para el año 15 sobrepasa los 7.000 vehículos debe investigarse la posibilidad de construir una autopista. Para la determinación de la capacidad de una carretera, cuando se efectúa el diseño definitivo, debe usarse tráfico en vehículos equivalentes.

Figura 33 Clasificación de carretera.
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Los factores de carga equivalente fueron tomados para un SN total de pavimento de 4 y una serviceabilidad final de la vía de 2,0 considerando el tipo y tráfico de la vía. Los pesos de ejes, factores de crecimiento y factores de carga equivalentes que fueron tomados de la guía de diseño estructural de pavimentos de la AASHHTO 93.

Serviceabilidad Final (Pt)	% Personas que definen Inadmisibles la Vía.
3	12
2.5	55
2.0	85

Figura 34: Factor de serviceabilidad.
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Este tráfico total es afectado por factores de distribución denominados por Dirección y por número de carriles, cuyos valores según la guía de diseño AASHTO 93 considerando que la vía tendrá un carril en cada dirección y que el aforo se lo realizó en dos direcciones, el tráfico resultante para un horizonte de diseño de 20 y 10 años (ESAL's DE DISEÑO) será afectado por factores de 1 y 0.5 respectivamente, según esto el tráfico resultante para el cálculo de la estructura de pavimento será el anotado a continuación

Número de carriles en ambas direcciones	LD ¹⁰
2	50
4	45
6 o más	40

Guía para el diseño de estructuras de pavimento, AASHTO, 1,

Figura 35 Factor de distribución por dirección.
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Número de carriles en una sola dirección	LC ¹¹
1	1.00
2	0.80 – 1.00
3	0.60 – 0.80
4	0.50 – 0.75

Fuente: Guía para el diseño de estructuras de pavimento, AASHTO, 1,993

Figura 36: Factor de distribución por carril.

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

De acuerdo a lo anterior el tráfico de diseño a emplearse en el cálculo de pavimento considerando un horizonte de diseño de 10 años tal como se indica en los términos de referencia se determina en cuadro mostrado a continuación:

La determinación del ESAL's de diseño obedece a la siguiente fórmula:

$$\text{ESAL's} = \text{TPDA} \times \text{FC} \times 365 \text{ DIA/AÑO} \times 10 \text{ AÑOS} \times \text{FACTOR PROYECCION TRAFICO.}$$

Cabe mencionar que la proyección del tráfico promedio diario anual (TPDA) se realiza para determinar la capacidad de la vía (sección transversal) mientras que para el diseño de la estructura de pavimento se toma el TPDA para estimar los ESAL's de diseño proyectados hasta 10 años de servicio.

4.7.2. Confiabilidad.

Es la probabilidad de que el sistema estructural que forma el pavimento cumpla con su función dentro de su vida útil y bajo las condiciones (medio ambiente) que tengan lugar en ese lapso de tiempo, para nuestro diseño se ha considerado un valor de confiabilidad del 85% de acuerdo con la recomendación que da la guía de diseño AASHTO 93 para una vía de tipo colectora y en zona rural

Clasificación	Nivel de confiabilidad recomendado	
	Urbana	Rural
Autopistas interestatales y otras	85 -99.9	80 -99.9
Arterias principales	80 - 99	75 - 95
Colectoras de Tránsitos	80 - 95	75 - 95
Carreteras locales	50 -80	50 -80

Figura 37: Nivel de confiabilidad...
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Reliability, R (percent)	Standard Normal Deviate, Z _R
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

Figura 38: Desviación estándar.
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

4.7.3. Desviación standard

Es una medida del desvío de los datos respecto de su valor medio, cuanto menor sea el desvío standard los valores adoptados estarán próximos a la media. Este parámetro de diseño tiene que ver fundamentalmente con el valor del tránsito de diseño adoptado, según la guía de diseño de la AASHTO 93 se tomará un valor de desvío standard de 0,44 en ambos tramos considerado para pavimentos flexibles y sin error en la predicción del tráfico futuro para ambos tramos.

4.7.4. Serviciabilidad

Es una medida relativa al confort que presenta una superficie de rodadura después de la construcción, así en el método de diseño de la AASHTO 93 se considera un valor de serviciabilidad inicial (al inicio de la vida útil del pavimento) de 4,2 por tratarse de un pavimento flexible y se ha considerado un valor de serviciabilidad final de 2,0 cuando el pavimento termine su vida útil para ambos tramos. Por lo anotado la pérdida de serviciabilidad considerada para nuestro diseño en ambos tramos será de:

$$\Delta\text{PSI} = 4,2 - 2,0 = 2,2$$

4.7.5. Determinación del módulo de Resiliencia de la subrasante

Se han efectuado un total de 4 ensayos CBR, a las muestras más representativas según su clasificación, para la determinación de la resistencia de la sub-rasante, los resultados obtenidos se anotan en cuadro adjunto al presente informe y en base a esta información se ha determinado el valor de CBR de diseño excluyendo sacando el promedio de los valores CBR indicados a nivel de la sub-rasante:

ABSCISA	PROFUNDIDAD	C.B.R.	CLASIFICACION		DESCRIPCION
	m		95%	SUSC	
1+500	0.33 - 2.00	6.9	MH	A-7-5	Limo arcilloso café claro con pintas rojizas y lentes de arena fina
4+000	0.26 - 2.00	11.2	MH	A-7-5	Limo arcilloso café claro con pintas café
8+000	0.23 - 2.00	7.06	ML	A-7-5	Limo arcilloso café clara con pintas rojizas
11+000	0.20- 2.00	6.3	ML	A-7-5	Limo arenoso café clara con pintas rojizas

Figura 39.Cuadro de clasificación y C.B.R..
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

El método de Diseño de la AASHTO 93, requiere el uso del Módulo de Resiliencia, el cual se obtiene de la correlación con el CBR adoptado como de diseño mediante las siguientes fórmulas:

Para CBR de diseño <10%:

$$MR = 1500 \times CBR \text{ (psi)}$$

Para CBR de diseño entre 10 a 20%:

$$MR = 3000 \times CBR^{0.65} \text{ (psi)}$$

Para CBR de diseño >20%:

$$MR = 100 * (CBR)^{0.714} \text{ (kg/cm}^2\text{.)}$$

Generalmente para la correlación del módulo de resiliencia de la subrasante se tiene que la primera ecuación es la más utilizada y se ajusta a las condiciones mecánicas de la subrasante existente, por tanto, el módulo de resiliencia a emplearse será de:

$$MR = 1500 \times 7.87 = 11.805 \text{ psi.}$$

4.7.6. Calidad de los materiales

Los materiales a considerar en el diseño de un pavimento son: terreno natural o subrasante; terraplén, material de préstamo importado y/o material de mejoramiento, en casos que la rasante sea de considerable mayor elevación que la subrasante o cuando se reemplace material ; subbase, material granular; base material granular; carpeta asfáltica. Para caracterizar a estos materiales se deben definir sus respuestas a esfuerzos a través del módulo elástico o módulo resiliente, o de su relación con otros ensayos como el California Bearing Ratio, CBR.

4.7.6.1. Subrasante

La caracterización del terreno natural o subrasante del Método AASHTO se lo realiza a través del Módulo resiliente de subrasante. Debido a las dificultades que supone el ensayo de evaluación del parámetro se han establecido relaciones empíricas con el ensayo más usado, del que se tiene mayor cantidad e información como es el CBR. Para el caso de suelos finos como los de este proyecto la relación es de $M_r(\text{psi}) = 1,500 \text{ CBR}$.

4.7.6.2. Estructura de pavimento

De acuerdo a este parámetro el método del AASHTO asigna, en función de sus módulos, coeficientes estructurales, "a", a cada capa de la estructura del pavimento

4.7.6.3. Material de mejoramiento

El método de diseño de AASHTO no contempla valores de coeficiente estructural "a" para estos tipos de material. Para su correcto desempeño se establecen requisitos que garanticen aceptables comportamiento esfuerzo-deformación mediante granulometría

seleccionada. Aplicando correlaciones según resultados en otros proyectos, se asignó un valor de $a_4=0.06$. Siguiendo la filosofía del diseño de colocar capas.

4.7.6.4. Subbase

La aplicación de la figura posterior, No. 2.7 de la Norma AASHTO, sirve de base para obtener el valor $a_3=0.11$ correspondiente a un CBR = 30 %. Lo cual es lo mínimo permitido por norma.

Es necesario indicar que el precio de material de Sub-Base y el de Base Granular Clase 1 no son muy diferentes. Por esta razón, se recomienda el uso sólo de Base Granular Clase 1 para el diseño, obteniendo de esta manera un ahorro en material ya que se pueden reducir espesores de estructura de pavimento y el costo sería afectado de forma mínima

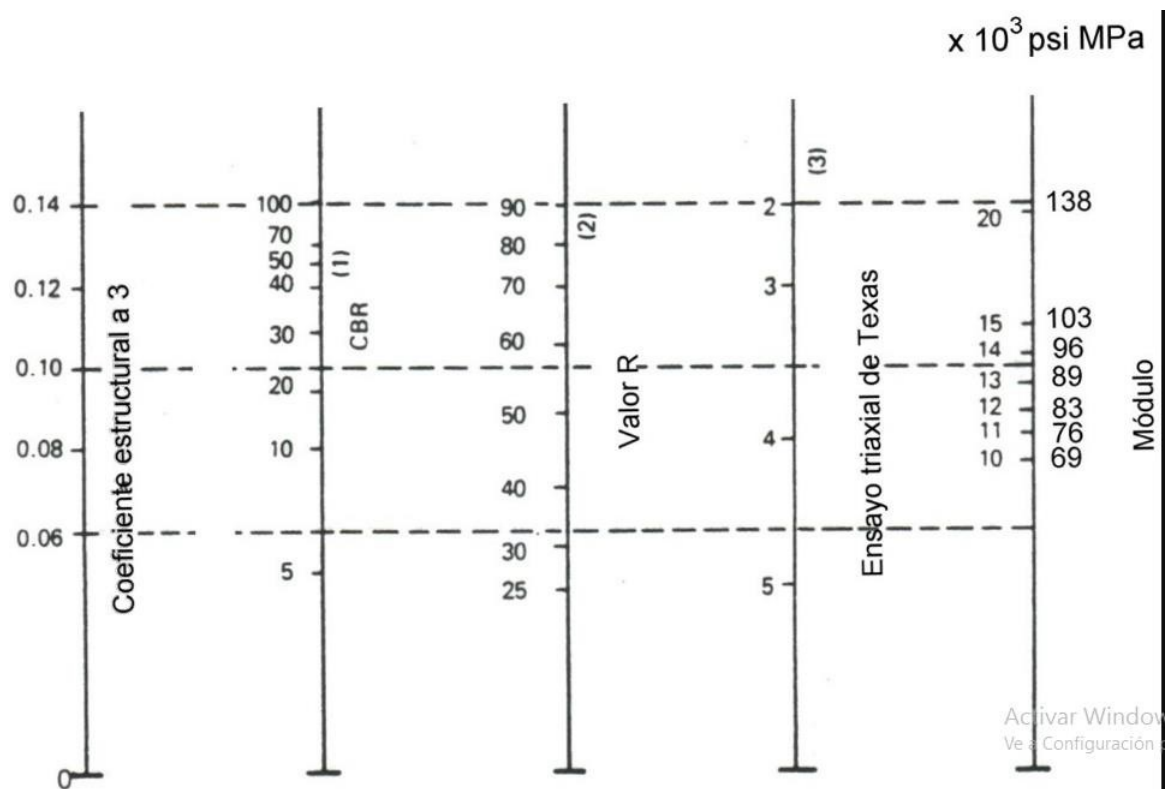


Figura 40: Cuadro del módulo resiliente de la SubBase...
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

4.7.6.5. Base granular

El valor de la Base en las especificaciones del Ministerio de Transporte y Obras Publicas nos da un valor mínimo del 80%, para este diseño vamos a considerar por seguridad un valor mínimo de los ensayos, CBR de 85%, con lo que usando la figura 2.6 de la Norma AASHTO, se obtiene el valor $a_2=0.13$

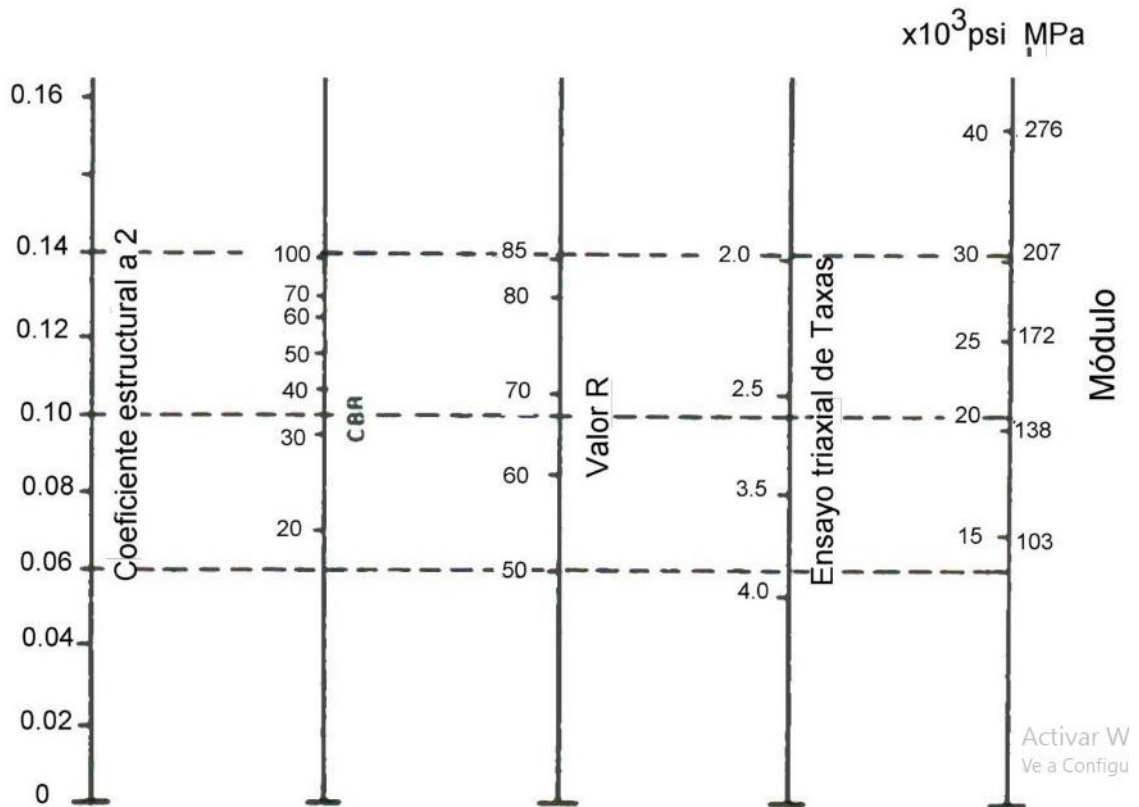


Figura 41: Cuadro del módulo resiliente de la Base...
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

4.7.6.6. Hormigón asfáltico

La figura 2.5 del AASHTO presenta el rango de valores del coeficiente estructural de capa a1 en función del módulo elástico del asfalto EAC para una temperatura media de 68°F, 20 grados Celsius. Siendo el asfalto un material que presenta comportamiento visco elástico a mayores temperaturas estos módulos serán menores y para la temperatura media de la zona, se asigna un valor de $a_1 = 0,37$

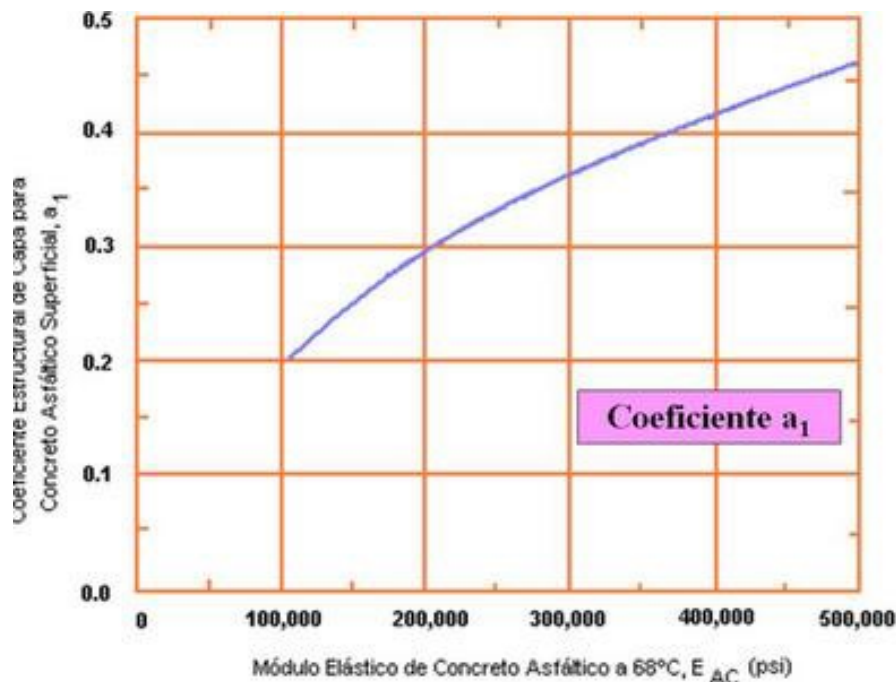


Figura 42 Cuadro del módulo resiliente del módulo asfáltico.
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

4.7.7. Drenaje

En cuanto a la calidad del drenaje, esta depende del tipo de material que se escoja.

Para ser considerado como bueno, esto es, que el agua libre será removida dentro de un día, el material de base granular clase 1 deberá tener un pasante del tamiz # 200 entre el 2 y el 5% (la norma MTOP especifica entre 2 y 12 %) con lo que la permeabilidad y por tanto el drenaje, se incrementa considerablemente. Es decir, que se debería solicitar una base clase 1 especial. Con estos dos parámetros, en la tabla 2.4 de AASHTO –

93 para diseño de estructuras de pavimentos, se recomienda un valor $m = 1.10$ para modificación del coeficiente estructural de todas las capas, con excepción de la carpeta asfáltica.

Para ser considerado como regular, esto es, que el agua libre será removida dentro de una semana, se debe contar con el material de base granular clase 1 común, la norma MTOP especifica entre 2 y 12 %, con lo que la permeabilidad y por tanto el drenaje, se incrementa considerablemente. Con estos dos parámetros, en la tabla 2.4 de AASHTO – 93 para diseño de estructuras de pavimentos, se recomienda un valor $m = 0.90$ para modificación del coeficiente estructural de todas las capas, con excepción de la carpeta asfáltica.

Considerando que solicitar a las canteras un material más específico incrementaría el costo del material y que el efecto del drenaje dentro de la estructura de este pavimento no cambia considerablemente, se estima pertinente el uso del material que comúnmente se encuentra en el mercado, con lo que el valor de “m” será 0.9

Valores de coeficiente de drenaje capas granulares.	
Precipitación <u>mm./año</u>	m_i
<2000	1.00
2000 - 4000	0.90
>4000	0.80

Figura 43: Cuadro del coeficiente de drenaje..
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

4.7.8. Resultados de Diseño de Pavimento

Con los parámetros seleccionados previamente,

$$R = 85 \%$$

$$Z_r = -1,037$$

$$S_o = 0,44$$

$$\square \text{PSI} = 2,2$$

M_r = según capa

$$\text{ESAL's} : 158220,8$$

Se aplica la siguiente ecuación

$$\text{Log}W_{18} = Z_r \cdot S_o + 9.36 \cdot \text{Log}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\text{Log} \frac{(\Delta \text{PSI})}{4.2 - 1.5}}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \text{Log}M_R - 8.07$$

Obtenido el ESAL's podemos obtener SN mínimo requerido para cada capa de la estructura del pavimento propuesta, esta puede variar de acuerdo a lo solicitado y las condiciones del sector, siempre superior al SN mínimo calculado.

Presentamos el cuadro de los espesores minimo requerido

**PROYECTO: “ESTUDIO Y DISEÑO DEFINITIVO DE LA VIA VENTANAS – LA
POLVADERA– LAS PIEDRAS CON UNALONGITUD DE 11.90 KM DEL
CANTON VENTANAS”**

Pavimento Flexible

W18	log W18	SN	Zr	So	ΔPSI	MR	log W18
1,58E+05	5,199	0,350	-1,037	0,44	2,2	300000	5,200
1,58E+05	5,199	1,440	-1,037	0,44	2,2	28000	5,209
1,58E+05	5,199	1,650	-1,037	0,44	2,2	20000	5,202
1,58E+05	5,199	2,030	-1,037	0,44	2,2	11805	5,204

	h (cm)	(pulg)	a _m	m	SN capa	SN acum		
Carpeta Asfáltica 1	5,08	2,00	0,37		0,74	0,74	0,350	OK
Base	16	6,30	0,13	0,9	0,74	1,48	1,440	OK
Sub-Base	10	3,94	0,11	0,9	0,39	1,87	1,650	OK
Mejoramiento	15	5,91	0,06	0,9	0,32	2,19	2,030	OK

Figura 44 Cuadro de diseño de la vía...

Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

Como apreciamos en este diseño de pavimento es para un tráfico liviano, pero su estructura es conservadora, debido al material existente que tiene un promedio de CBR de 7,87 % y una expansión controlada de 4,48%, las normas aplicadas como es las del MTOP nos indican que un material se lo puede utilizar como préstamo importado cuando su densidad sea mayor a 1400 Kg/cm³ y una expansión menor al 4%, en este material

existente no cumple estas recomendaciones, por eso motivo vamos a mejorar este material existente con ceniza volcánica para que la estructura a construir tenga un mejor soporte y evitar deterioros posteriores a su estructura.

4.8. Realización de los ensayos.

Para determinar el porcentaje adecuado de la ceniza volcánica al material existente procedimos a realizar los ensayos de laboratorio respectivos, ensayos de clasificación para bajar la plasticidad y así aumentar la densidad, el CBR y bajar la expansión, todos estos ensayos se los realizo de acuerdo a las normas ASTM, y las recomendaciones del Ministerio de Trabajo y Obras Públicas



Figura 45: Cuarteo del material arcilloso..
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)



Figura 46: Cuarteo del material arcilloso.
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)



Figura 47: Elaboración del proctor.
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)



Figura 48: *Ensayo proctor..*
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)



Figura 49: *Toma de lectura de la expansión..*
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)



Figura 50: *Ensayo de C.B.R...*
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

4.8.1. Ensayo de clasificación a la ceniza volcánica

REGISTRO DE ENSAYOS

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN PARA PROPÓSITOS DE INGENIERÍA (SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS) SUCS

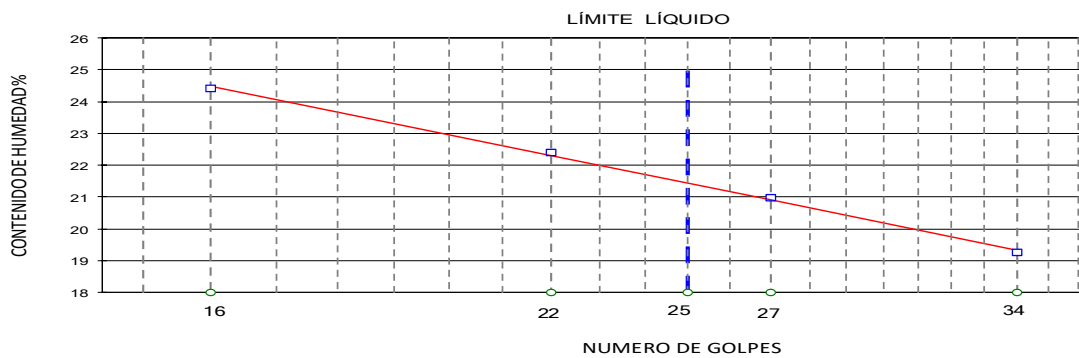
NORMAS ASTM D 2487, D 2216, D 4318, D 422

PROYECTO: "PROPIEDADES MECANICAS DE BASE PARA ESTRUCTURA, CON SUELO ESTABILIZADOR CON CENIZA VOLCANICA" **SONDEO:** 1
UBICACIÓN: **MUESTRA:** 1
FECHA DE TOMA: 7-ene-21 **PROFUND (m):**
FECHA ENSAYO: 8-ene-21
ESPECIFICACIONES PARA MEJORAMIENTO: Límite Líquido ≤ 36 Índice de Plasticidad ≤ 9

Valor de:		P. Húmedo + cápsula	P. Seco + cápsula	Peso cápsula	W%
1. Contenido de agua		323,00	317,00	38,00	2,15
	Golpes				
	34	23,76	21,50	9,76	19,25
	27	22,87	20,56	9,54	20,96
2. Límite Líquido	22	22,84	20,26	8,75	22,42
	16	21,87	19,43	9,43	24,40
3. Límite Plástico		17,65	16,47	9,94	18,07
		17,93	16,63	9,34	17,83
		17,56	16,45	10,12	17,54

4. Granulometría					5. Resumen	
Peso inicial húmedo para cálculos = 1.000,00					% de Grava = 0	
Peso inicial seco para cálculos = 978,95					% de Arena = 83	
					% de Finos = 17	
Tamiz	Pes. Ret. parcial	% Retenido acumulado	% que pasa	Especificaciones MEJORAMIENTO	Límite Líquido LL =	21
4"		0,0	100,0	100	Límite Plástico LP =	18
1 1/2"					Índice Plástico IP =	4
1"					% Humedad w =	2
3/4"					6. Clasificación	
3/8"					SUCS:	SM
No. 4	0,00	0,0	100,0		AASHTO:	A-1-b
No. 10					IG(86):	0
No. 40					IG(45):	0
No. 200	812,00	82,9	17,1	2 - 20		

7. Descripción: Arena gris verdosa con pocos finos plasticos



8. Observaciones:

Figura 51: Ensayo de clasificación.
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

4.8.2. Ensayo de clasificación mezcla del material existente con 30% de ceniza volcánica

REGISTRO DE ENSAYOS

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN PARA PROPÓSITOS DE INGENIERÍA (SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS) SUCS

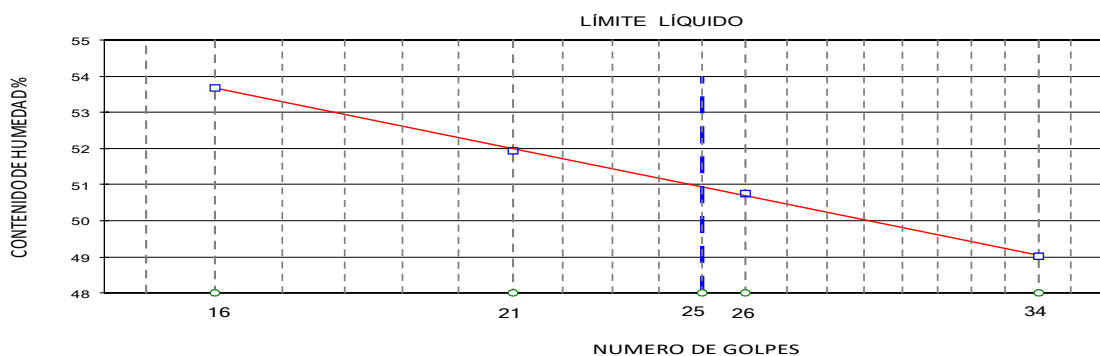
NORMAS ASTM D 2487, D 2216, D 4318, D 422

PROYECTO: "PROPIEDADES MECANICAS DE BASE PARA ESTRUCTURA, CON SUELO ESTABILIZADOR CON CENIZA VOLCANICA" **SONDEO:** 1
UBICACIÓN: mezcla de limo arcillos con ceniza volcanica (30%) **MUESTRA:** 1
FECHA DE TOMA: 7-ene-21 **PROFUND (m):**
FECHA ENSAYO: 9-ene-21

ESPECIFICACIONES PARA MEJORAMIENTO: Limite Liquido ≤ 36 Indice de Plasticidad ≤ 9

Valor de:	P. Húmedo + cápsula	P. Seco + cápsula	Peso cápsula	W%
1. Contenido de agua	232,65	215,62	39,32	9,66
	Golpes			
	34	22,65	17,98	8,45
	26	24,32	19,32	9,47
2. Limite Líquido	21	21,78	17,33	8,76
	16	22,77	18,02	9,17
3. Limite Plástico	18,45	15,84	8,44	35,27
	17,49	15,20	8,76	35,56
	18,26	15,86	9,17	35,87
4. Granulometría				
Peso inicial húmedo para cálculos = 1.000,00				
Peso inicial seco para cálculos = 911,91				
Tamiz	Pes. Ret. parcial	% Retenido acumulado	% que pasa	Especificaciones MEJORAMIENTO
4"		0,0	100,0	100
1 1/2"				
1"				
3/4"				
3/8"				
No. 4	0,00	0,0	100,0	
No. 10				
No. 40				
No. 200	421,62	46,2	53,8	2 - 20
5. Resumen				
% de Grava = 0				
% de Arena = 46				
% de Finos = 54				
Limite Líquido LL = 51				
Limite Plástico LP = 36				
Indice Plástico IP = 15				
% Humedad w = 10				
6. Clasificación				
SUCS: MH				
AASHTO: A-7-5				
IG(86): 7				
IG(45): 7				

7. Descripción: Limo arcilloso arenoso, café claro con pintas oscuras



8. Observaciones:

Figura 52: Ensayo de clasificación.
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

4.8.3. Ensayo de clasificación mezcla del material existente con 60% de ceniza volcánica

REGISTRO DE ENSAYOS

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN PARA PROPÓSITOS DE INGENIERÍA (SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS) SUCS

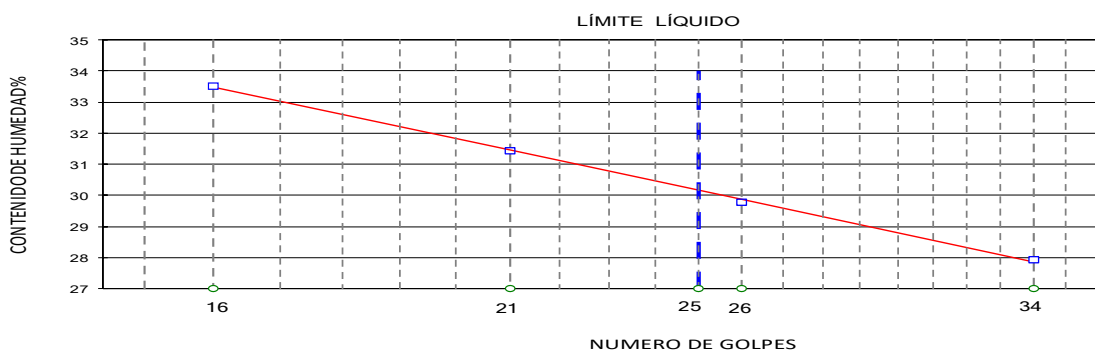
NORMAS ASTM D 2487, D 2216, D 4318, D 422

PROYECTO: "PROPIEDADES MECANICAS DE BASE PARA ESTRUCTURA, CON SUELO ESTABILIZADOR CON CENIZA VOLCANICA" **SONDEO:** 2
UBICACIÓN: mezcla de limo arcillos con ceniza volcanica (60%) **MUESTRA:** 1
FECHA DETOMA: 7-ene-21 **PROFUND (m):**
FECHA ENSAYO: 10-ene-21

ESPECIFICACIONES PARA MEJORAMIENTO: Límite Líquido ≤ 36		Índice de Plasticidad ≤ 9			
Valor de:		P. Húmedo + cápsula	P. Seco + cápsula	Peso cápsula	W%
1. Contenido de agua		219,40	210,54	38,75	5,16
	Golpes				
	34	23,65	20,55	9,45	27,93
	26	22,76	19,79	9,82	29,79
2. Límite Líquido		21	20,63	8,67	31,44
	16	21,73	18,62	9,34	33,51
3. Límite Plástico		17,73	16,07	8,44	21,76
		17,98	16,48	9,53	21,58
		17,43	15,87	8,72	21,82

4. Granulometría					5. Resumen	
Peso inicial húmedo para cálculos =		1.000,00			% de Grava = 0	
Peso inicial seco para cálculos =		950,95			% de Arena = 83	
Tamiz	Pes. Ret. parcial	% Retenido acumulado	% que pasa	Especificaciones MEJORAMIENTO	Límite Líquido LL =	30
4"		0,0	100,0	100	Límite Plástico LP =	22
1 1/2"					Índice Plástico IP =	8
1"					% Humedad w =	5
3/4"					6. Clasificación	
3/8"					SUCS:	SC
No. 4	0,00	0,0	100,0		AASHTO:	A-2-4
No. 10					IG(86):	0
No. 40					IG(45):	0
No. 200	784,54	82,5	17,5	2 - 20		

7. Descripción: Arena arcillosa café claro con pintas oscuras



8. Observaciones:

Figura 53: Ensayo de clasificación.
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

4.8.4. Ensayo Proctor de mezcla del material existente con 60% de ceniza volcánica

CARACTERÍSTICAS DE COMPACTACIÓN EN LABORATORIO DE SUELOS USANDO ESFUERZO MODIFICADO (56.000 pie-lbf/pie ³ (2.700 kN/m ³))											
ASTM D 1557											
PROYECTO:	"PROPIEDADES MECANICAS DE BASE PARA ESTRUCTURA, CON SUELO ESTABILIZADOR CON CENIZA VOLCANICA"						SONDEO:	1			
UBICACIÓN:	mezcla de limo arcillos con ceniza volcanica (60%)						MUESTRA:	1			
FECHA TOMA:	7-ene-21						PROFUND (m):				
							FECHA ENSAYO:	11-ene-21			
1. Norma y ensayo:	Procedimiento A						2. Datos del molde:				
Golpe/capa:	25						Diámetro:	10,16		cm	
No. De capas :	5						Volumen:	932		cm ³	
Material pasa el tamiz:	# 4						Peso:	3.080		gr	
Peso del martillo:	4,5		kg.		3. Descripción/SUCS:			Arena arcillos a café claro con pintas oscuras			
Altura de caída:	45,7		cm					SC			
4. Datos para la curva:											
Punto No.	1		2		3		4		5		
Peso suelo+m molde	4.656		4.949		5.050		5.052		4.842		
Peso suelo	1.576		1.869		1.970		1.972		1.762		
Densidad húmeda	1.690		2.005		2.113		2.115		1.890		
5. Contenidos de agua:											
P. Suelo hum +cap	94,32	94,32	84,55	84,55	94,82	94,82	78,49	78,49	103,52	103,52	
P. Suelo seco+cap	88,34	88,34	77,84	77,84	86,06	86,06	70,53	70,53	90,49	90,49	
P. Cápsula	18,33	18,33	17,58	17,58	18,39	18,39	18,26	18,26	18,33	18,33	
w (%)	8,54	8,54	11,14	11,14	12,95	12,95	15,23	15,23	18,06	18,06	
w Prom edlo (%)	8,54		11,14		12,95		15,23		18,06		
Peso Unit. Seco	1.557		1.804		1.871		1.836		1.601		
6. Resultados:							Peso unitario seco=	1.875		kg/m ³	
							Contenido de agua óptimo=	13,5		%	

Figura 54: Ensayo Proctor.
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

4.8.5. Ensayo C.B.R. de la mezcla del material existente con 60% de ceniza volcánica

PROYECTO : "PROPIEDADES MECANICAS DE BASE PARA ESTRUCTURA, CON SUELO ESTABILIZADOR CON CENIZA VOLCANICA"									
DATOS DE COMPACTACION DEL SUELO PARA ENSAYOS DE C. B. R.:									
ASTM	D 1557		SOBRE CARGA		4,54	Kgr	HUMEDAD DE LA MUESTRA : 24,36%		
HUMEDAD OPTIMA:		13,50%	Densidad Máxima Seca		1875	Kgr/m3	Sondeo N°:	1	Muestra No.: 1
LL= 30		LP= 22	IP= 8				Material:	mezcla de limo arcillos con ceniza volcanica (60%)	
CONTENIDO DE HUMEDAD Y PESO UNITARIO DE LA MUESTRA DE ENSAYO									
Molde No.			1		A		2		
No. De Capas			5		5		5		
No. De Golpes por Capas			56		25		12		
ESTADO DE LA MUESTRA			ANTES DE SUMERGIR	DESPUES DE SUMERGIR	ANTES DE SUMERGIR	DESPUES DE SUMERGIR	ANTES DE SUMERGIR	DESPUES DE SUMERGIR	
Peso muestra humeda + molde (gr)			11931	12173	12853	12998	12206	12277	
Peso del molde (gr)			7044		8211		7855		
Peso de muestra humeda (gr)			4887	5129	4642	4787	4351	4422	
Volumen muestra (cm3)			2316,88	2359,60	2328,82	2372,06	2332,13	2376,50	
Peso unitario humedo (gr/cm3)			2,109	2,174	1,993	2,018	1,866	1,861	
CONTENIDO DE HUMEDAD DE LA MUESTRA			HUMEDAD INICIAL	HUMEDAD FINAL	HUMEDAD INICIAL	HUMEDAD FINAL	HUMEDAD INICIAL	HUMEDAD FINAL	
Recipiente No.			Z	F	S	V	A	P	
Peso muestra humeda + tarro (gs)			98,54	69,79	130,25	145,01	67,54	65,88	
Peso de la muestra seca + tarro (gs)			89,06	61,62	118,42	126,82	61,57	58,15	
Peso del agua (gs)			9,48	8,17	11,83	18,19	5,97	7,73	
Peso del tarro (gs)			17,14	17,26	30,22	30,54	16,85	17,7	
Peso de la muestra seca (gs)			71,92	44,36	88,20	96,28	44,72	40,45	
Contenido de humedad promedio (%)			13,18%	18,42%	13,41%	18,89%	13,35%	19,11%	
Peso unitario seco (gr/cm3)			1863,65	1835,60	1757,55	1697,39	1645,95	1562,18	
Porcentaje de Compactación:			99,39%	97,90%	93,74%	90,53%	87,78%	83,32%	
DATOS DEL ESPONJAMIENTO (HINCHAMIENTO)									
DIA DEL MES	HORA DEL DIA	INTER. DE TIEMPO EN HORA	MOLDE No. 1 ESPONJAMIENTO		MOLDE No. A ESPONJAMIENTO		MOLDE No. 2 ESPONJAMIENTO		
			Lectura del Indicador (pulg)	%	Lectura del Indicador	%	Lectura del Indicador (pulg)	%	
12/1/2021	09H00	0	0,0000	0,0%	0,0000	0,0%	0,0000	0,0%	
	10H00	1		0,0%		0,0%		0,0%	
	11H00	2		0,0%		0,0%		0,0%	
	13H00	4		0,0%		0,0%		0,0%	
	17H00	8		0,0%		0,0%		0,0%	
13/1/2021	09H00	24		0,0%		0,0%		0,0%	
	21H00	36		0,0%		0,0%		0,0%	
14/1/2021	09H00	48		0,0%		0,0%		0,0%	
15/1/2021	09H00	72		0,0%		0,0%		0,0%	
16/1/2021	09H00	96	0,0845	1,8%	0,0851	1,9%	0,0872	1,9%	

Figura 55: Ensayo de C.B.R.
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

C.B.R. PENETRACION							
PROYECTO : "PROPIEDADES MECANICAS DE BASE PARA ESTRUCTURA, CON SUELO ESTABILIZADOR CON CENIZAVOLCANICA"							
FECHA: 16/01/2021							
Localizacion: mezcla de limo arcillos con ceniza volcanica (Sondeo: 1		Muestra: 1	
MOLDE No : 1		Peso del Molde: 7,04 Kg.		Volumen del Molde (V): 2316,88 cm ³			
No Golpes por Capa: 56		No. Capas : 5		Peso del Martillo: 4,54 Kg.		Altura de caída: 45,7 cm	
NUMERO DE ENSAYO		1	2	3	1	2	3
		CARGA DE PENETRACION EN LIBRAS			CARGA DE PENETRACION EN Kg.		
0.635 mm.	(0.025")	152,96			69,53		
1.27 mm.	(0.05")	276,71			125,78		
2.54 mm.	(0.10")	540,87			245,85		
3.81 mm.	(0.15")	805,20			366,00		
5.08 mm.	(0.20")	1011,80			459,91		
7.62 mm.	(0.30")	1276,33			580,15		
10.16 mm.	(0.40")	1383,81			629,01		
12.70 mm.	(0.50")	1458,23			662,83		
		CARGA UNITARIA EN Lb/pulg ²			CARGA UNITARIA EN kg/cm ²		
0.635 mm.	(0.025")	50,99			3,58		
1.27 mm.	(0.05")	92,24			6,48		
2.54 mm.	(0.10")	180,29			12,67		
3.81 mm.	(0.15")	268,40			18,87		
5.08 mm.	(0.20")	337,27			23,71		
7.62 mm.	(0.30")	425,44			29,90		
10.16 mm.	(0.40")	461,27			32,42		
12.70 mm.	(0.50")	486,08			34,17		

Penetration (mm)	Load (kg/cm ²)	% of 2.54 mm load
0.1	~12.67	19.5%
0.2	~18.87	23.27%
2.54	12.67	100%

C.B.R.:	23,27 %
HINCHAMIENTO:	1,84 %
PARA:	2,54 mm. De penetración
Observaciones:	
Operador:	
Calculado por:	
Verificado por:	

Figura 56 : Ensayo de C.B.R...
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

C.B.R. PENETRACION							
PROYECTO : "PROPIEDADES MECANICAS DE BASE PARA ESTRUCTURA, CON SUELO ESTABILIZADOR CON CENIZA VOLCANICA"							
FECHA: 16/01/2021							
Localizacion: mezcla de limo arcillos con ceniza volcanic				Sondeo: 1	Muestra: 1		
MOLDE No :	A	Peso del Molde:	8,21 Kg.	Volumen del Molde (V):	2328,82 cm ³		
No Golpes por Capa: 25	No. Capas :	5	Peso del Martillo:	4,54 Kg.	Altura de caída:	45,7 cm	
NUMERO DE ENSAYO		1	2	3	1	2	3
		CARGA DE PENETRACION EN LIBRAS			CARGA DE PENETRACION EN Kg.		
0.635 mm.	(0.025")	111,72			50,78		
1.27 mm.	(0.05")	177,71			80,78		
2.54 mm.	(0.10")	367,50			167,04		
3.81 mm.	(0.15")	565,65			257,11		
5.08 mm.	(0.20")	730,84			332,20		
7.62 mm.	(0.30")	920,89			418,59		
10.16 mm.	(0.40")	1020,07			463,67		
12.70 mm.	(0.50")	1053,13			478,70		
		CARGA UNITARIA EN Lb/pulg ²			CARGA UNITARIA EN kg/cm ²		
0.635 mm.	(0.025")	37,24			2,62		
1.27 mm.	(0.05")	59,24			4,16		
2.54 mm.	(0.10")	122,50			8,61		
3.81 mm.	(0.15")	188,55			13,25		
5.08 mm.	(0.20")	243,61			17,12		
7.62 mm.	(0.30")	306,96			21,58		
10.16 mm.	(0.40")	340,02			23,90		
12.70 mm.	(0.50")	351,04			24,67		

C.B.R.:	16,9 %
HINCHAMIENTO:	1,9 %
PARA:	5,08 mm. De penetración
Observaciones:	
Operador:	
Calculado por:	
Verificado por:	

Figura 57: Ensayo de C.B.R...
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

C.B.R. PENETRACION							
PROYECTO : "PROPIEDADES MECANICAS DE BASE PARA ESTRUCTURA, CON SUELO ESTABILIZADOR CON CENIZA VOLCANICA"							
FECHA: 16/01/2021							
Localizacion: mezcla de limo arcillos con ceniza volcanic				Sondeo: 1	Muestra: 1		
MOLDE No :	2	Peso del Molde:	7,86 Kg.	Volumen del Molde (V):	2332,13 cm ³		
No Golpes por Capa: 12	No. Capas :	5	Peso del Martillo:	4,54 Kg.	Altura de caída:	45,7 cm	
NUMERO DE ENSAYO		1	2	3	1	2	3
		CARGA DE PENETRACION EN LIBRAS			CARGA DE PENETRACION EN Kg.		
0.635 mm.	(0.025")	62,24			28,29		
1.27 mm.	(0.05")	111,72			50,78		
2.54 mm.	(0.10")	268,46			122,03		
3.81 mm.	(0.15")	400,51			182,05		
5.08 mm.	(0.20")	491,33			223,33		
7.62 mm.	(0.30")	606,94			275,88		
10.16 mm.	(0.40")	673,02			305,92		
12.70 mm.	(0.50")	714,32			324,69		
		CARGA UNITARIA EN Lb/pulg ²			CARGA UNITARIA EN kg/cm ²		
0.635 mm.	(0.025")	20,75			1,46		
1.27 mm.	(0.05")	37,24			2,62		
2.54 mm.	(0.10")	89,49			6,29		
3.81 mm.	(0.15")	133,50			9,38		
5.08 mm.	(0.20")	163,78			11,51		
7.62 mm.	(0.30")	202,31			14,22		
10.16 mm.	(0.40")	224,34			15,77		
12.70 mm.	(0.50")	238,11			16,74		

The graph plots CBR (%) on the y-axis (0 to 300) against penetration (mm) on the x-axis (0 to 0.6). A smooth curve starts at the origin and rises. Two points are marked: at 0.1 mm penetration, the CBR is 9.3%; at 0.2 mm penetration, the CBR is 11.13%.

C.B.R.:	11,13 %
HINCHAMIENTO:	1,9 %
PARA:	5,08 mm. De penetración
Observaciones:	
Operador:	
Calculado por:	
Verificado por:	

Figura 58 Ensayo de C.B.R...
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

4.8.6. Diseño del C.B.R. de la mezcla del material existente con 60% de ceniza volcánica

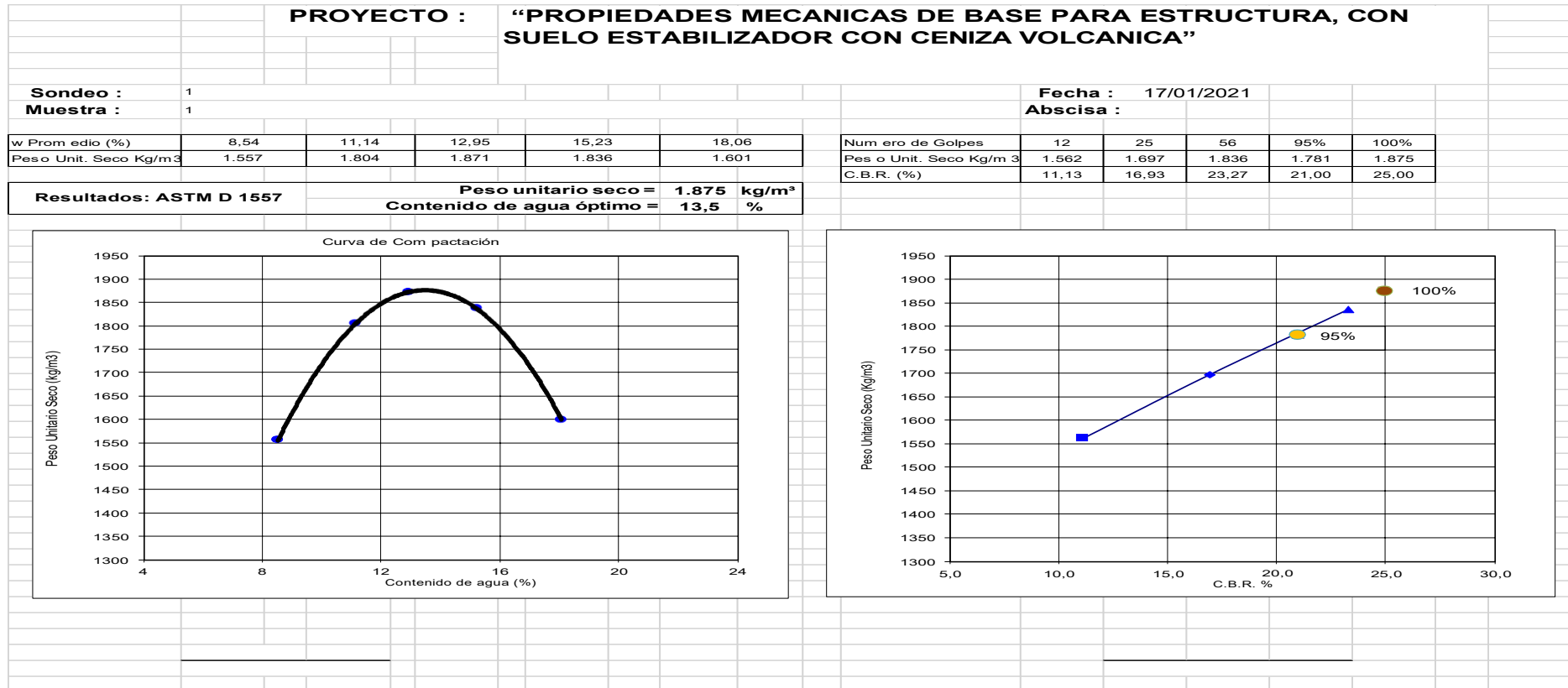


Figura 59: Diseño de C.B.R.
Elaborado por: Herrera y Ortiz (2021)

4.9. Análisis del proceso de los ensayos.

Para realizar los ensayos y demostrar la estabilización del estrato, utilizamos el material existente del estudio Geotécnico vial de la obra Ventanas - La Polvadera, este estrato su nomenclatura SUCS es MH (limo arcilloso café claro) tiene un C.B.R. de 7,87 % (promedio) y un hinchamiento mayor a 4%, su límite líquido 72% y su índice de plasticidad 22%, su densidad máxima es de 1.553 Kg/m³, este material es expansivo y con el tiempo va a provocar daño a su estructura, para evitar esta expansión y que su estructura se vea afectada la mejoramos mezclándola con ceniza volcánica.

Realizamos los ensayos de clasificación a la arena volcánica, obteniendo el límite líquido 21%, el índice de plasticidad 4% y el pasante del tamiz 200 17%, su clasificación SUCS SC (arena gris verdosa con pocos finos plásticos), con estos datos obtenidos procedemos a realizar la mezcla de los dos materiales hasta tener resultados que cumplan con las especificaciones recomendadas.

La primera mezcla le agregamos el 30% de la ceniza volcánica al material MH a utilizar, obteniendo el límite líquido 51%, el índice de plasticidad 15% y el pasante del tamiz 200 54%, su clasificación SUCS MH (Limo arcilloso arenoso café claro con pintas oscuras), como no cumple con lo requerido realizamos otro ensayo más con un porcentaje mayor.

La segunda mezcla le agregamos el 60% de la ceniza volcánica al material MH a utilizar, obteniendo el límite líquido 30%, el índice de plasticidad 8% y el pasante del tamiz 200 18%, su clasificación SUCS SC (arena arcillosa café claro con pintas oscuras), con esta mezcla obtenemos valores que están dentro de lo permitido para utilizarlo como material de mejoramiento, por este motivo a esta mezcla le realizamos los ensayos de Proctor y C.B.R. para comprobar si con esta mezcla mejoro su comportamiento mecánico y se puede utilizar esta dosificación, el resultado es densidad seca máxima 1.875 Kg/cm³, el C.B.R. 25% y el esponjamiento 1,9%

4.10. Conclusiones

- Con respecto al primer objetivo específico: “Diseñar una mezcla de suelo utilizando ceniza volcánica”. Basado en el estudio geológico de la vía Ventanas – La Polvadera se utilizó el material existente que es representativo en toda la vía que su nomenclatura SUCS es MH (limo arcilloso café claro) según los ensayos realizados este material al estar expuesto al agua tiene a expandirse provocando con el tiempo el deterioro de la estructura asentada sobre este estrato, por este motivo realizamos esta mezcla con ceniza volcánica para disminuir su expansión, y así poder darle una utilidad a la ceniza volcánica. Para realizar esta mezcla fue necesario realizar varios ensayos de clasificación con diversos porcentajes de ceniza volcánica, el porcentaje adecuado que según la clasificación realizada es del 60%, dando resultados satisfactorios, con esta mezcla realizamos los demás ensayos que son de Proctor y C.B.R. cumpliendo con el estudio.
- Respecto al segundo objetivo específico: “Definir las características técnicas del suelo utilizando ceniza volcánica”. Una vez obtenido el porcentaje de ceniza volcánica que es del 60%, se mezcla con el limo arcilloso, material existente de la vía nos damos cuenta del cambio que tiene sus propiedades granulares, es previsible por ser un material fino que facilita su mezcla en estado seco, es decir que de acuerdo a las normas establecidas para cada ensayo, esta mezcla es más homogénea dentro del rango para considerarlo como material de mejoramiento así como su Proctor, C.B.R. y expansión, esta mezcla se la puede considerar dentro del rango de estabilización de suelos expansivos.
- Para finalizar con el tercer objetivo específico, contrastar las características técnicas de las mezclas de suelo utilizando ceniza volcánica con respecto a la mezcla del suelo natural. Las características del suelo existente son muy plásticas su límite líquido es 72%, su índice de plasticidad es 22%, tiene una densidad seca máxima de 1.353 Kg/cm³, un C.B.R. de 8,5% y una expansión de 5,1 %, siendo un material altamente inestable por su composición mecánica, al mezclarla con el 60% de ceniza volcánica sus propiedades mecánicas

cambian así tenemos que el límite líquido es 30%, su índice de plasticidad es 8%, pasante del tamiz 200 es de 18%, tiene una densidad seca máxima de 1.875 Kg/cm³, un C.B.R. de 25% y una expansión de 1,9 %, en las Especificaciones del Ministerio de Transporte y Obras Publicas en el capítulo 400 en la sección 402-2 mejoramiento con suelo seleccionado, nos indica que el material para considerarlo debe tener un límite líquido menor o igual a 36%, su índice de plasticidad tiene que ser menor o igual 9%, que el pasante del tamiz 200 debe ser menor al 20% y su C.B-R. mayor al 20% .

- Con los cálculos realizados y la interpretación de los ensayos efectuados, podemos determinar la importancia de mejorar los suelos expansivos ya que dará una estabilidad a cualquier estructura asentada sobre este material mezclado con ceniza volcánica y al mismo tiempo le damos un uso a este material y ayudamos al medio ambiente.

4.11. Recomendaciones

- Con respecto al primer objetivo específico se recomienda realizar aparte de los ensayos de clasificación también efectuar a cada muestra ensayo de Proctor y C.B.R. para obtener la mayor cantidad de datos confiables ya que los suelos expansivos su comportamiento es variado según el comportamiento climático en el sector con la lluvia tiene a expandirse y muchas veces voltea la estructura, también es necesario que el ensayo del C.B.R. sea realizado con la humedad y densidad del sitio, debido a que realizarlo con los datos realizados en el laboratorio de suelo su densidad es mayor provocando una variedad en el resultado del ensayo de C.B.R
- Con respecto al segundo objetivo específico se recomienda realizar varias tomas de clasificación agregando porcentajes más seguidos para obtener un mejor control de la cantidad ideal del material ceniza volcánica que se mezclaría con el material expansivo, así obtendremos un control mejor de la mezcla y una seguridad en el control del suelo expansivo y evitar deterioro a la estructura, realizando ensayos con porcentajes más seguidos podemos construir una curva del comportamiento de esta mezcla en varias etapas.
- Finalmente, con respecto al tercer objetivo específico se recomienda realizar ensayos alternativos para tener un mejor control de la expansión, como por ejemplo realizar ensayo de expansión controlada por medio del aparato de consolidación el cual nos permitirá tener más datos y una mejor forma de seguridad para determinar su estabilidad. Aplicando esta teoría podemos tener una edificación más firme y con ello darle una mayor vida útil a una determinada obra.

Bibliografía

- AEMET. (25 de marzo de 2018). *meteoglosario.aemet.es/*. Recuperado el 2020, de https://meteoglosario.aemet.es/es/termino/562_ceniza-volcanica
- Boixader, D. (7 de noviembre de 2016). *estructurando.net/*. Recuperado el 28 de agosto de 2020, de <https://estructurando.net/2016/11/07/como-mitigar-los-efectos-de-las-arcillas-expansivas/>
- Fernandez, J. (12 de julio de 2016). *jorgelfdez.wordpress*. Recuperado el JUNIO de 2020, de <https://jorgelfdez.wordpress.com/2016/07/12/el-enfoque-cuantitativo/>
- Gago, M. (16 de noviembre de 2017). *ecologia verde*. Recuperado el abril de 2020, de ecologia verde web site: <https://www.ecologiaverde.com/el-suelo-arcilloso-681.html#:~:text=E1%20suelo%20arcilloso%20es%20aquel,tama%C3%B1o%2C%20de%20menor%20a%20mayor.>
- GEOLOGIAWEB. (23 de marzo de 2018). *geologiaweb.com/*. Recuperado el 2020, de Geología, Ciencias de la tierra, sus ramas y aplicaciones: <https://geologiaweb.com/ingenieria-geologica/arcillas-expansivas/>
- GEOTECNIA FACIAL. (20 de NOVIEMBRE de 2017). *geotecnia facil*. Recuperado el 30 de AGOSTO de 2020, de geotecnia facil web site: <https://geotecniafacil.com/ensayo-de-penetracion-estandar-spt/>
- geotecnia facil. (4 de ABRIL de 2018). *geotecnia facil*. Recuperado el mayo de 2020, de geotecnia facil web site: <https://geotecniafacil.com/ensayo-proctor-normal-y-modificado/>
- geotecnia facil. (11 de ABRIL de 2018). *geotecnia facil*. Recuperado el mayo de 2020, de geotecnia facil web site: <https://geotecniafacil.com/ensayo-cbr-laboratorio/>
- GEOTECNIA ONLINE. (8 de JUNIO de 2020). *geotecnia.online*. Recuperado el 31 de agosto de 2020, de geotecnia.online web site: <https://www.diccionario.geotecnia.online/palabra/carta-de-plasticidad-de-casagrande/>
- Guzman, E. (16 de febrero de 2016). *revista del idiem*. Recuperado el abril de 2020, de portal de la revista academica de la universidad de chile: <https://revistas.uchile.cl/index.php/RIDIEM/article/download/38670/40312/>
- laboratorio de mecanica de suelo. (1 de marzo de 2016). *mecanica de suelos ulacivil*. Recuperado el mayo de 2020, de mecanica de suelos ulacivil web site: <https://mecanicadesuelosulacivil.files.wordpress.com/2016/02/practica-nc2ba-8-densidad-de-campo.pdf>
- Larrea, D. (29 de abril de 2017). *academia.edu*. Recuperado el 30 de agosto de 2020, de academia.edu web site:

https://www.academia.edu/28775749/ENSAYO_DE_CONTENIDO_DE_HUMEDAD_suelos

- lifeder. (5 de mayo de 2020). *lifede*. Recuperado el mayo de 2020, de <https://www.lifeder.com/tecnicas-de-investigacion/>
- Lopez, G., & Rivera, R. (21 de enero de 2015). *facultad de ingenieria- UNAM*. Recuperado el 30 de agosto de 2020, de facultad de ingenieria- UNAM web site: <http://dicyg.fi-c.unam.mx/~rrc/lib/exe/fetch.php?id=start&cache=cache&media=capcargav1.pdf>
- Matute, A. (12 de septiembre de 2016). <http://repositorio.ucsg.edu.ec/>. Recuperado el 8 de septiembre de 2020, de <http://repositorio.ucsg.edu.ec/bitstream/3317/6629/1/T-UCSG-PRE-ING-IC-166.pdf>
- MCCONSTRUCTOR. (8 de FEBRERO de 2019). *mundoconstructor.com.ec/*. Recuperado el 8 de SEPTIEMBRE de 2020, de <https://www.mundoconstructor.com.ec/la-estabilizacion-de-suelos-con-cemento/>
- Meneses, L., & Fuentes, L. (1 de enero de 2015). *ciencia.lasalle.edu.co/*. Recuperado el 2020, de https://ciencia.lasalle.edu.co/cgi/viewcontent.cgi?article=1300&context=ing_civil
- Montalvo, M. (16 de abril de 2017). *es.slideshare.net/*. Recuperado el 29 de Agosto de 2020, de <https://es.slideshare.net/TooPalomino/clase-01-suelos-de-subrasante>
- noticias.universia.c*. (4 de septiembre de 2017). Recuperado el mayo de 2020, de <https://noticias.universia.cr/educacion/noticia/2017/09/04/1155475/tipos-investigacion-descriptiva-exploratoria-explicativa.html>
- Pineda, a., & Riaño, F. (12 de julio de 2019). *repository.ucatolica.edu.co/*. Recuperado el 2020, de https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/23335/1/TG_Alan-Pineda-Rodr%C3%ADguez_Fernando-Ria%C3%B1o-Gait%C3%A1n.pdf
- PROCCSA. (1 de AGOSTO de 2015). *proccsa*. Recuperado el ABRIL de 2020, de proccsa web site: <https://www.proccsa.com.mx/diseno-de-pavimentos.html>
- REDSOCIAL56. (28 de FEBRERO de 2015). *redsocal56.wordpress.com/*. Recuperado el 8 de SEPTIEMBRE de 2020, de <https://redsocal56.wordpress.com/2015/02/28/historia-del-pavimento/>
- Rocci, S. (6 de marzo de 2016). *informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/*. Recuperado el 29 de agosto de 2020, de <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/viewFile/4555/5277>

- Ruano, B. (2016). *Evaluación del uso de vermiculita y perlita como alternativas al Phytigel® en la propagación in vitro de camote (Ipomoea batatas L.)*. Obtenido de <https://bdigital.zamorano.edu/bitstream/11036/5888/1/CPA-2016-T085.pdf>
- tecnicadeinvestigacion.com. (12 de octubre de 2017). *tecnicadeinvestigacion.com*. Recuperado el junio de 2020, de <https://sites.google.com/site/tecninvestigacionsocial/temas-y-contenidos/tema-1-la-investigacion-social/fases-de-la-investigacion-social/analisis-e-interpretacion-de-resultados>
- Villacres, f. (1 de julio de 2017). *repositorio.ulvr.edu.ec/*. Recuperado el 8 de septiembre de 2020, de <http://repositorio.ulvr.edu.ec/bitstream/44000/1520/1/T-ULVR-1428.pdf>
- VISE. (28 de diciembre de 2017). *blog.vise.com.mx/*. Recuperado el 2020, de <https://blog.vise.com.mx/funciones-de-las-capas-de-un-pavimento>
- Web y Empresas. (6 de marzo de 2018). *webyempresas.com*. Recuperado el junio de 2020, de <https://www.webyempresas.com/metodologia-de-la-investigacion/>