



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO DE PUNO
FACULTAD DE INGENIERIA GEOLOGICA Y
METALURGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA



DETERMINACION DE LA CONDICION GEOLOGICO –
GEOTECNICO DE LA CARRETERA AYAVIRI – PURINA TRAMO
Km 00+000 HASTA 19+375

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. LUIS ALBERTO PORTADA MAMANI

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO GEOLOGO

PUNO – PERÚ

2020



DEDICATORIA

A mis queridos padres:

Basilio y Petrona, por haberme dado la vida; por su trabajo y esfuerzo para brindarme siempre su apoyo incondicional; por la confianza en mí y que lograron guiarme por el camino de la superación.

A mi esposa y mi hijo quienes desinteresadamente me dan su apoyo y las fuerzas en cada etapa de mi vida laboral para así esforzarme cada vez más.

Luis Portada



AGRADECIMIENTOS

Primero mi agradecimiento infinito a Dios por estar siempre conmigo, por no dejarme a pesar de mis equivocaciones y por cuidar siempre de mí y de mi familia y por todo lo que me ha dado.

En segundo lugar Agradezco de sobre manera a mi alma mater la universidad nacional del altiplano puno, a la facultad de ingeniería geológica y metalúrgica, por haberme dado la oportunidad de alcanzar uno de mis objetivos; a cada uno de los catedráticos de la escuela profesional de ingeniería geológica, que con su experiencia, conocimiento y enseñanza, aportaron sus conocimientos en bien de mi formación académica profesional.

En tercer lugar agradecer sobre manera especial a mi director de tesis **M.Sc. LEONEL PALOMINO ASCENCIO**, a mis jurados conformados por: el Presidente **M.Sc. ERNESTO SAMUEL MACHACCA HANCCO**, como Primer Miembro **Ing. MAURICIO PERALTA MOLINA**, y Segundo Miembro **Ing. RONALD QUIZA VILCA** por a verme guiado con satisfacción en la elaboración de mi tesis.

Luis Portada



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

RESUMEN12

ABSTRACT.....13

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....15

1.1.1. Problema General..... 15

1.1.2. Problemas Específicos 15

1.2. HIPÓTESIS15

1.2.1. Hipótesis general..... 15

1.2.2. Hipótesis Específicos 16

1.3. OBJETIVOS16

1.3.1. Objetivo general..... 16

1.3.2. Objetivos específicos 16

1.4. JUSTIFICACIÓN16

CAPITULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. GENERALIDADES18

2.2. ANTECEDENTES19

2.2.1. Antecedente internacional 19

2.2.2. Antecedente nacional 20

2.2.3. Antecedente regional..... 20

2.3. GEOLOGIA REGIONAL21

2.3.1. Geomorfología..... 21

2.3.2. Unidades estratigráficas 22



2.3.3. Geología estructural	25
2.3.4. Hidrología.....	25
2.4. ESTUDIO GEOTECNICO.....	27
2.4.1. Reconocimiento geotécnico.....	28
2.4.2. Componentes estructurales del pavimento flexible	28
2.5. MECANICA DE SUELOS EN TERRENO DE FUNDACIÓN PARA CARRETERAS.....	30
2.5.1. Ensayos de laboratorio para carreteras.....	31
2.6. ESTUDIO DE CANTERAS	44
2.6.1. Estudio de canteras de suelo	46
2.6.2. Ensayos de laboratorio siguiendo las especificaciones técnicas para canteras	47
2.6.3. Especificaciones generales para construcción de carreteras	49
CAPITULO III	
MATERIALES Y MÉTODOS	
3.1. LOCALIZACIÓN DEL TRABAJO DE INVESTIGACION.....	53
3.1.1. Ubicación de coordenadas.....	53
3.2. METODOLOGÍA DESARROLLADA.....	53
3.2.1. Recopilación de información.....	54
3.2.2. Trabajo de campo.....	54
3.2.3. Fase de gabinete.....	55
3.2.4. Ensayos realizadoS en terreno de fundación y canteras.....	62
3.3. MATERIALES	64
3.3.1. Equipo de campo y gabinete.....	64
3.3.2. Equipo de laboratorio.....	64
CAPITULO IV	
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	
4.1. CONDICIONES GEOLOGÍCA DEL ÁREA DE ESTUDIO	65
4.2. CONDICIONES GEOTECNICAS DEL SUELO DE FUNDACIÓN.....	65
4.2.1. Perfil estratigrafico del terreno de fundación	66
4.2.2. Tramos de mejoramientos de terreno fundación	86
4.3. CONDICIONES GEOTECNICAS DE LAS CANTERAS	88
4.3.1. Cantera malliri	88



4.3.2. Cantera HUAYLLANI KM 4+800 LI	90
4.3.3. Cantera río ayaviri.....	91
4.3.4. Propiedades físico mecánicas de las canteras	93
4.4. MATERIAL PRÉSTAMO DE CANTERAS TRATADAS	94
4.4.1. Dosificación de base granular.....	94
4.4.2. Dosificación de sub-base.....	95
V. CONCLUSIONES	97
VI. RECOMENDACIONES	99
VII. BIBLIOGRAFÍA	100
ANEXOS.....	103

Área: GEOTECNIA

**Tema: DETERMINACIÓN DE LA CONDICION GEOLOGICO – GEOTECNICO
DE LA CARRETERA AYAVIRI – PURINA TRAMO Km 00+000 HASTA
19+37.**

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 09 de enero del 2020



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Precipitación Máxima en 24 Horas de los Diferentes Años	26
Tabla 2. Especificaciones Tecnicas para el Estudio de Terreno de Fundación.....	32
Tabla 3. Clasificación de suelos según tamaños de partículas	33
Tabla 4. Características del suelo según el IP	35
Tabla 5. Clasificación SUCS.....	37
Tabla 6. Clasificación comunes según AASHTO y SUCS	38
Tabla 7. Valores de carga unitaria	43
Tabla 8. Método de compactación del CBR para tipos de suelo.....	44
Tabla 9. Clasificación de suelos según los balores del CBR para terreno de fundación de la via.....	44
Tabla 10. Especificaciones técnicas.....	48
Tabla 11. Especificaciones Geotécnicas para canteras	48
Tabla 12. Especificaciones técnicas para construcción de obras viales.....	49
Tabla 13. Requerimientos Granulométricos para Sub Base.....	50
Tabla 14. Requerimientos de ensayos especiales para Sub Base	50
Tabla 15. Requerimientos Granulométricos para Base Granular	51
Tabla 16. Requerimientos de agregado grueso para Base Granular	52
Tabla 17. Requerimientos de agregado fino para Base Granular	52
Tabla 18. Ubicación geográfica UTM	53
Tabla 19. Sistema y unidades Geomorfológicas	59
Tabla 20. Ensayos de laboratorio para el suelo de fundación	66
Tabla 21. Resumen de la calicata n° 01 Km 0+800 lado derecha	67
Tabla 22. Resumen de la calicata n° 02 Km 1+600 lado izquierdo.....	68



Tabla 23. Resumen de la calicata n° 03 Km 2+500 lado izquierdo.....	69
Tabla 24. Resumen de la calicata n° 04 Km 3+600 lado derecha	70
Tabla 25. Resumen de la calicata n° 05 Km 4+520 lado izquierdo.....	71
Tabla 26. Resumen de la calicata n° 06 Km 5+6000 lado izquierdo.....	71
Tabla 27. Resumen de la calicata n° 07 Km 6+600 lado derecha	72
Tabla 28. Resumen de la calicata n° 08 Km 7+600 lado derecha	73
Tabla 29. Resumen de la calicata n° 09 Km 8+600 lado derecha	74
Tabla 30. Resumen de la calicata n° 10 Km 9+000 lado derecha	74
Tabla 31. Resumen de la calicata n° 11 Km 10+000 lado izquierdo.....	75
Tabla 32. Resumen de la calicata n° 12 km 10+900 lado derecha	76
Tabla 33. Resumen de la calicata n° 13 km 12+140 lado izquierdo.....	77
Tabla 34. Resumen de la calicata n° 14 km 13+100 lado derecha	78
Tabla 35. Resumen de la calicata n° 15 km 14+400 lado izquierdo.....	79
Tabla 36. Resumen de la calicata n° 16 km 15+600 lado izquierdo.....	80
Tabla 37. Resumen de la calicata n° 17 km 16+860 lado derecha	80
Tabla 38. Resumen de la calicata n° 18 km 17+920 lado izquierdo.....	81
Tabla 39. Resumen de la calicata n° 19 km 18+500 lado izquierdo.....	82
Tabla 40. Resumen de la calicata n° 20 km 19+375 lado derecha	83
Tabla 41. Resumen de tramos en condiciones estable e inestables	84
Tabla 42. Propiedades físico mecánicas de las canteras de la carretera Ayaviri- Purina	94
Tabla 43. Resultado del diseño de la base granular malliri 70% y piedra chancada.	95
Tabla 44. Resultado del diseño de la base granular malliri 70% y piedra chancada 30%	96



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema de la estructura del pavimento flexible	30
Figura 2. Columna Estratigráfica local	58
Figura 3. Depósito de la cantera km 10+750 lado izquierdo y derecho	89
Figura 4. Depósito de la cantera km 10+750 aguas arriba del puente malliri.....	89
Figura 5. Depósito de la cantera km 4+800 lado izquierdo	91
Figura 6. Depósito de la cantera km 4+800	91
Figura 7. Cantera del Río Ayaviri	92
Figura 8. Material depositado por las avenidas del Río Ayaviri	93



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

SIGLAS

- (MTC) : Ministerio de Transportes y Comunicación
- (SUCS) : Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
- (AASTHO) : American Association of State Highway and Transportation

UNIDADES DE MEDIDA

- (Km) : Kilometro
- (m) : Metro
- (m.s.n.m.) : Metros Sobre el Nivel del Mar
- (T°) : Temperatura
- (%) : Porcentaje

ABREVIATURA GEOLÓGICA

- (OS-c) : Formación Calapuja
- (CD-cha) : Formación Chagrapi
- (Jski-m) : Formación Muni
- (P-pu) : Grupo Puno
- (Qp-a) : Formación Azángaro
- (Qh-al) : Depósito Aluvial
- (Q-fl) : Depósito Fluvial

ABREVIATURA GEOMECÁNICAS

- (IP) : Índice de Plasticidad
- (G) : Grava
- (S) : Arena
- (M) : Limo
- (C) : Arcilla
- (O) : Orgánico
- (Pt) : Turba



- (W) : Bien Graduado
- (P) : Pobrementemente Graduado
- (H) : Alta Plasticidad
- (L) : Baja Plasticidad
- (A-1-a) : Cantos, Grava y Arena
- (A-1-b) : Canto, Grava y Arena
- (A-2) : Grava y Arena Limoarcillosas
- (A-4) : Limoso
- (A-5) : Limoso
- (A-6) : Arcilla
- (A-7) : Arcilla



RESUMEN

El estudio de la carretera Ayaviri - Purina, está ubicado entre las Provincias de Melgar y la Provincia de Azángaro, la misma que comprende en las progresivas Kilómetro 00+000 hasta el Kilómetro 19+375. Los objetivos de la presente investigación estuvieron orientados a conocer las condiciones geológicas - geotécnicas y análisis de canteras con el fin de determinar las características físicas mecánicas de los suelos que lo conforman para poder emplearlas en la construcción de la vía. Además el estudio tuvo a bien de identificar las distintas unidades estratigráficas del tramo que está constituido por afloraciones de rocas sedimentarias cuyas edades están comprendidas entre el Mesozoico hasta la edad reciente establecidas por la Formación Muni (Jski-m), Grupo Puno (P-pu), Formación Azángaro (QP-a) y Depósitos Aluviales (Qh-al). El terreno de fundación que comprenden desde las progresiva: Km 00+000 hasta Km 19+375, que corresponden a suelos (GP-GC), (GM-GP), (GC, SC), (SC-SM), (SC), identificados según la clasificación SUCS y en la clasificación AASHTO como (A-2-4), (A-1-a), (A-2-6), (A-1-b), con resistencia al esfuerzo cortante mayores al 12%. También se pudo observar suelos (OH), (MH), (CH), (CL), (ML) según la clasificación SUCS, y según en la clasificación AASHTO como (A-8), (A-7-5), (A-7-6), (A-6), (A-4), con resistencia al esfuerzo cortante (CBR) menores al 12%. Se designaron cuatro canteras, la Cantera Malliri ubicado de Norte a Sur, en el Km 10+750 de la vía, con clasificación SUCS como un (GP-GM) y según AASHTO como (A-1-a), la Cantera Huayllani ubicado de Norte a Sur, en el Km 4+800 sobre el lado izquierdo de la vía, con clasificación SUCS como un (GP-GM) y según AASHTO como (A-1-a). Cantera Río Ayaviri ubicada Oeste de la Ciudad de Ayaviri a una distancia de 5.740 Km con clasificación SUCS como un (SP) y según AASHTO como un (A-1-a).

Palabra clave: cantera, geotecnia, geomecánica de suelos, terreno de fundación.



ABSTRACT

The study of the Ayaviri - Purina highway is located between the Provinces of Melgar and the Province of Azángaro, the same one that includes the progressive Kilometer 00 + 000 to Kilometer 19 + 375. The objectives of the present investigation were oriented to know the geological - geotechnical conditions and analysis of quarries in order to determine the mechanical physical characteristics of the soils that make it up in order to use them in the construction of the road. In addition, the study had the good of identifying the different stratigraphic units of the section that is constituted by outcrops of sedimentary rocks whose ages are between the Mesozoic until the recent age established by the Muni Formation (Jski-m), Puno Group (P-pu), Azángaro Formation (QP-a) and Alluvial Deposits (Qh-al). The foundation terrain that includes from the progressive: Km 00 + 000 to Km 19 + 375, which correspond to soils (GP-GC), (GM-GP), (GC, SC), (SC-SM), (SC), identified according to the SUCS classification and in the AASHTO classification as (A-2-4), (A-1-a), (A-2-6), (A-1-b), with resistance to shear stress greater than 12%. It was also possible to observe soils (OH), (MH), (CH), (CL), (ML) according to the SUCS classification, and according to the AASHTO classification as (A-8), (A-7-5), (A-7-6), (A-6), (A-4), with resistance to shear stress (CBR) less than 12%. Four quarries were designated, the Malliri Quarry located from North to South, at Km 10 + 750 of the road, with SUCS classification as a (GP-GM) and according to AASHTO as (A-1-a), the Huayllani Quarry located from North to South, at Km 4 + 800 on the left side of the road, classified by SUCS as a (GP-GM) and according to AASHTO as (A-1-a). Quarry Río Ayaviri located West of the City of Ayaviri at a distance of 5,740 km with SUCS classification as a (SP) and according to AASHTO as an (A-1-a).

KEYWORDS: quarry, geotechnics, soil geomechanics, foundation land.



CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

Las carreteras de nuestra región representan un importante medio de desarrollo que permite la comunicación entre las poblaciones de Ayaviri y Purina, el acceso a servicios y recursos y la integración territorial entre la Provincia de Ayaviri y la Provincia de Azángaro. Las carreteras son inversiones importantes que demandan atención permanente a través de trabajos de mantenimiento que permitan contar, el mayor tiempo posible, como medio de acceso en buenas condiciones que facilite la circulación de los vehículos.

Es importante hacer un estudio geotécnico de terreno de fundación porque existen suelos inestables (CL, ML, MH, CH, OH) con contenidos de arcilla altos y valor relativo de soporte bajos. Los estudios geotécnicos son de suma importancia para el diseño de carreteras, estos nos brindan las condiciones y restricciones que puede tener el terreno en estudio y permiten adoptar los parámetros adecuados para el diseño correcto de la vía. La red vial de la región integra los distintos distritos, tiene como finalidad de cerrar brechas de cobertura y calidad de los servicios, que genera un impacto en el bienestar social y económico en la calidad de vida en los hogares rurales.

El propósito del estudio es desarrollar la Geología y la evaluación de estudio de suelos tanto en terreno de fundación y canteras para brindar los criterios técnicos apropiados para un buen rendimiento eficiente de las capas superiores y la superficie de rodadura de la carretera, dotándolas de estabilidad estructural para lograr su mejor desempeño posible en términos de eficiencia técnico económica en beneficio de la sociedad en su conjunto. Considerando también que efectuar un estudio geológico en el diseño de una carretera es muy importante por los diferentes aspectos, como por ejemplo nos indican la existencia de materiales que podemos utilizar, para su distribución y accesibilidad, con



propiedades de los suelos y características adecuadas de los materiales seleccionados en la superficie de rodadura.

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Actualmente en el sur del Perú existe un desarrollo limitado, debido esencialmente al estado de abandono de las vías de comunicación y de manera específica las carreteras vecinales, situación que impide un intercambio económico, social y cultural entre el sector rural y la población urbana, siendo las carreteras vecinales ejes de desarrollo.

1.1.1 PROBLEMA GENERAL

¿Las condiciones Geológicas y Geotécnicas de la carretera Ayaviri – Purina serán favorables para su construcción?

1.1.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿Cuáles son las condiciones Geológicas que presentan la zona de estudio de la carretera Ayaviri – Purina?
- ¿Cuáles son las condiciones Geotécnicas del terreno de fundación de la carretera Ayaviri – Purina?
- ¿Cuáles son las condiciones Geotécnicas de las canteras en la carretera Ayaviri – Purina?

1.2 HIPÓTESIS

1.2.1 HIPÓTESIS GENERAL

La construcción de la carretera Ayaviri – Purina es factible por las condiciones Geológicas y Geotécnicas del terreno de fundación y canteras caracterizadas.



1.2.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICOS

- Si es factible el estudio Geológico del terreno de fundación por las condiciones de la carretera Ayaviri – Purina.
- Si es factible determinar las características Geotécnicas del terreno de fundación por las condiciones de la carretera Ayaviri – Purina.
- Si es factible determinar las características Geotécnicas de las canteras por las condiciones de la carretera Ayaviri – Purina.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar las condiciones Geológicas – Geotécnicas del terreno de fundación y canteras de la carretera Ayaviri –Purina de la Provincia de Melgar en el tramo (Km 00+000 hasta 19+375).

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar las condiciones Geológica del terreno de fundación del eje de la carretera Ayaviri – Purina de (Km 00+000 hasta 19+375)
- Determinar las condiciones Geotécnicas del terreno de fundación, para la construcción de la carretera Ayaviri - Purina de (km 00+000 – km 19+375).
- Determinar las condiciones Geotécnicas de las canteras para la construcción de la carretera Ayaviri – Purina de (Km 00+000 – Km 19+375).

1.4 JUSTIFICACIÓN

En el presente estudio nos permitió obtener información acerca de las condiciones geológicas y geotécnicas del terreno de fundación y canteras, que se evaluaron con equipos de laboratorio para conocer las características físico-mecánicas de los diferentes



tipos de suelos que se tiene en la carretera Ayaviri - Purina. Muchas veces no se toman en cuenta la evaluación geotecnia del sector a evaluarse, razón por el cual, en el proceso de construcción, presentan diferentes tipos de problemas, sean por la presencia de aguas subterráneas, ubicación de suelos finos.

Se realizaron análisis físicos de los suelos, el cual permitió proporcionar la seguridad necesaria para la estabilidad de la vía y no presentar inconvenientes durante el proceso constructivo y así evitar deterioros posteriores, de esta manera se garantizó la buena estabilización del suelo en sus tramos que pudiera ver por conveniente realizar una estabilización al suelo.

Con una adecuada identificación de canteras se optimizo la extracción de materiales in adecuados, incrementando la productividad y satisfaciendo las necesidades que requiere un mejoramiento de terreno de fundación en la carretera Ayaviri – Purina, bajo todos los controles de calidad tanto en campo y laboratorio.

La carretera Ayaviri – Purina es una contribución al desarrollo socio-económico de los pueblos de la Provincias de Melgar y los pueblos de la Provincia de Azángaro, que permita contar con una buena calidad de condiciones transitables que facilite la circulación de los vehículos e integrar la red vial, que permite el desarrollo de la actividad comercial, ganadera y agrícola en beneficio de los pobladores.



CAPITULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. GENERALIDADES

Los estudios de geología y geotecnia consisten en el reconocimiento e investigación de campo siguiendo el trazo del eje de la carretera, para detectar la presencia en qué condiciones geológicas y geotécnicas que en algún caso pudieran afectar la construcción de la carretera, tales como problemas de inestabilidad de taludes, fallas geológicas localizadas, presencia de afloramientos de agua subterránea, suelos inestables en terreno de fundación y otros problemas de geodinámica que ocasionen fallas en la plataforma y taludes de la carretera.

El estudio geológico debe ser de extensión y alcance local, y ha sido desarrollado sobre la información publicado por el INGEMMET.

El marco teórico para diseñar la estructura de la vía en la carretera Ayaviri - Purina, se obtuvo principalmente del Manual de Ensayos de Materiales (MTC/14, 2016) y las Especificaciones Técnicas Generales para Construcción aprobado y publicado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú (EG, 2013), como también la Guía para el Diseño de Estructuras de Pavimentos, publicado por la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO, 1993).



2.2.ANTECEDENTES

Se tiene como antecedentes para la formulación del presente proyecto, diversos estudios los cuales se encuentran relacionados al objetivo del mismo y que contienen información secundaria para su elaboración.

2.2.1. ANTECEDENTE INTERNACIONAL

(Sandoval & Rivera, 2019). Correlación del CBR con la Resistencia a la Compresión Inconfinada. Los espesores y propiedades de las capas de una estructura de pavimento son altamente determinados por la rigidez de la subrasante. En algunos casos, no es posible la ejecución de pruebas directas para determinar dicha rigidez, al menos en la frecuencia requerida, y es necesario usar correlaciones con otras propiedades del suelo. Este artículo presenta resultados de un programa experimental realizado para obtener correlaciones entre el CBR (por sus siglas en inglés) inalterado de suelos finos con su resistencia a la compresión inconfinada o algunas propiedades índice. Se realizaron ensayos de CBR de laboratorio, resistencia a la compresión inconfinada, límites de Atterberg, granulometría y humedad natural. El número de muestras (38) fue seleccionado para garantizar seguridad y poder estadístico del 95 % y un coeficiente de correlación de Pearson (r) mínimo de 0,60. Aunque no fue posible correlacionar el CBR con las propiedades índice evaluadas, se obtuvieron correlaciones entre el CBR natural y saturado, y la resistencia a la compresión inconfinada. Las correlaciones obtenidas, que tuvieron valores $r > 0,80$, fueron comparadas con algunas correlaciones en la literatura entre el CBR y otros ensayos de resistencia no drenada. Para la misma resistencia, los CBR en este estudio son considerablemente menores que los de dichas correlaciones.



2.2.2. ANTECEDENTE NACIONAL

(Bonilla, 2018). Estudio geológico y geotécnico en el mejoramiento de la carretera dv. Alcas, Acobamba, Huayruro – región Huánuco. El presente estudio se realizó entre las localidades de la Dv. Alcas, Acobamba, Huayruro, en los Distritos de San Rafael y Panao en las Provincias de Ambo y Pachitea, en la Región Huánuco, con el objetivo de realizar el Estudio Geológico y Geotécnico en el Mejoramiento de la carretera Dv. Alcas, Acobamba, Huayruro – Región Huánuco, el tramo en estudio abarca 75+000 Km., de longitud en el tramo Lajas, Acobamba, Carampayo, Villa Tingo, Puente Huayruro que es una arteria, que permitirá mejorar las condiciones socioeconómicas de los pobladores del área de influencia. La metodología empleada en este estudio está basada en varias etapas: Recopilación y evaluación de la información existente. Descripción geológica – geotécnica en el área de estudio. Ubicación y desarrollo en la excavación de pozos exploratorios (calicatas). Toma de muestras alteradas e inalteradas de sub rasante, (suelo y roca). Toma de muestras (rocas) en el talud existente. Ensayos de campo y laboratorio (a cargo de un especialista). Análisis y evaluación de la información. Trabajo de gabinete. Preparación del informe realizando la compilación, integración y edición del estudio.

2.2.3. ANTECEDENTE REGIONAL

(Callata, 2017) Mejoramiento y construcción de la infraestructura vial urbana de la urbanización Nuestra Señora del Carmen y el barrio Miraflores de la ciudad de Ilave, Provincia de el Collao – Puno. Desde la antigüedad el hombre ha necesitado comunicarse para poder satisfacer sus necesidades, ya sean estas sociales, comerciales, etc. por lo cual se hizo necesaria la existencia de vías de comunicación, siendo una de ellas la comunicación terrestre, es así que los caminos son un factor indiscutible de desarrollo, los cuales se han ido transformando hasta convertirse hoy en día en las modernas vías de



tránsito, dentro de ellas las vías de pavimento rígido. El presente proyecto de tesis tiene como objetivo Elaborar los Estudios Definitivos del Proyecto “Mejoramiento y Construcción de la Infraestructura Vial Urbana de la Urbanización Nuestra Señora del Carmen y el Barrio Miraflores de la ciudad de Ilave, Provincia de El Collao – Puno”. El trabajo consiste en elaborar los estudios hidrológicos, geotécnicos, topográficos, asimismo el estudio de tráfico en las vías a ser intervenidas para finalmente diseñar los espesores de la Estructura del Pavimento Rígido mediante los Métodos del Portland Cement Association (PCA) y la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 93).

2.3.GEOLOGIA REGIONAL

2.3.1. GEOMORFOLOGIA

La geomorfología regional se tiene dos unidades denominados Cordillera Occidental y Altiplano. Dentro de la Unidad Geomorfológica Altiplano, que se desarrolla hasta los 4,800 m.s.n.m., se localiza la sub unidad denominada “Depresión Central del Lago Titicaca” que se desarrolla entre los 3,800 hasta 4,400 m.s.n.m.

La sub Unidad Depresión Central del Lago Titicaca, se caracteriza por corresponder a una depresión de origen tectónico, que fue rellenada con depósitos del cuaternario reciente. Así que las llamadas planicies o pampas, son llanuras aluviales producidas por el relleno de cuencas relativamente cerradas de fondos irregulares.

La Cordillera Oriental es una alineación montañosa que constituye el ramal oriental de la Cordillera de los Andes en el Perú. La misma que atraviesa todo el país, desde la frontera ecuatoriana, al norte, hasta la frontera boliviana al sur. Tiene una longitud aproximada de 1.800 km y se encuentra situada en el límite con la región de la selva amazónica.



La cordillera atraviesa los departamentos de Amazonas, Loreto, San Martín, Huánuco, Ucayali, Pasco, Junín, Cusco, Madre de Dios y Puno. La misma que a la vez se prolonga hasta el país de Bolivia.

2.3.2. UNIDADES ESTRATIGRAFICAS

En el capítulo III del Boletín N° 58 correspondiente a la Geología del cuadrángulo de Ayaviri (hoja 30-v) y Azángaro (hoja 30-u) publicado por el INGEMMET, se tiene la siguiente estratigrafía a nivel regional (De La Cruz, 1995).

a) Formación Calapuja (OS-c)

En el área de trabajo la litología de la Formación Calapuja está constituida por areniscas grisáceas blanquecinas en estratos delgados inferiores a 50 cm. que se intercalan con capas delgadas de lutita grisácea a marrón; además existen niveles de cuarcita gris verdosa en estratos menores a 10 cm. Hacia la parte superior de la secuencia se encuentra un paquete de estratos de areniscas blanquecinas algo nodulosas con un espesor aproximado de 3 m. sobre el cual se observan lutitas negras laminadas con fracturamiento débilmente astilloso y estratos delgados de lutitas arcillosas y cuarcitas con nódulos redondeados de cuarcita (Lopez, 1996).

b) Formación Chagrapi (CD-cha)

Ha sido reconocida en la hoja de Juliaca por (Lopez, 1996). En el área de estudio aflora en los cuadrángulos de Ayaviri y Azángaro formando altos estructurales orientados de Noroeste a Sureste. La litología en general de la Formación Chagrapi está caracterizada por el dominio de lutitas y limolitas intercaladas con areniscas en estratos laminares y delgados que presentan una erosión uniforme que determinan superficies bien contorneadas.



c) Formación Muni (Jski-m)

Fue descrita por (Acosta & Carlotto, 2004). En la hacienda Muni, también fue identificada por R. Allison a 10 Km. al sureste de Chupa en el cuadrángulo de Huancané. En el área de estudio aflora en el flanco oriental de la cadena que tienen dirección Noroeste-Sureste y que incluyen al nevado Cunurana con amplia distribución a lo largo de este flanco. Estratigráficamente forma la base de la secuencia en la Cuenca Putina y se expone en ambos flancos de ella; la litología es predominantemente areno arcillítica de color rojo ladrillo con horizontes de caliza.

d) Grupo Puno (P-pu)

Este grupo ha sido ampliamente descrito por muchos autores, entre ellos “Gerth, H en el año 1915 lo describió inicialmente los afloramientos que se encuentran al Noroeste de la ciudad de Puno” (Valdivia & Rodríguez , 2003), posteriormente (La Rosa & Petersen, 1936) “lo describieron como formación” y “Norman Dennis Newell, la elevó a la categoría de grupo con bastante precisión, especialmente en el flanco este de la península de Pusi, Su descripción original pone de manifiesto que, a parte de la base, se trata de una espesa sucesión eminentemente grano y estratocreciente. En el área de trabajo se encuentra bien expuesto esencialmente en el cuadrángulo de Ayaviri y parte de Yauri. La secuencia del Grupo Puno al Suroeste de Ayaviri, consiste principalmente de areniscas rojizas rosadas y conglomerados. Las areniscas son de grano fino a grueso generalmente arcósicas, los constituyentes feldespáticos casi siempre están alterados y tienen coloración clara, los estratos de conglomerado son masivos y menores a 2 m. de espesor” (Acosta & Carlotto, 2004).



e) Formación Azángaro (Qp-a)

“Norman Dennis Newell la describió inicialmente como depósitos lacustres del río Azángaro y Klinck, B.A. midió una sección de más o menos 72 m. en un tributario de la quebrada Huarini” (Acosta & Carlotto, 2004). La formación presenta variación lateral tanto en el tamaño de los clastos como en su composición, dependiendo esta última de la fuente de alimentación; por ejemplo, en la sección medida son enteramente limo arcillosos en términos generales, mientras que en los bordes de la cuenca la litología consiste de conglomerados en depositación decreciente y estratificación lenticular con clastos de arenisca subredondeados a subangulosos, que señalan el ambiente lacustrino de la formación.

f) Depósito Aluvial (qh-al)

“Estos depósitos se encuentran relacionados a fondos de valle, depresiones, llanuras y laderas de montaña, aquí se observan litologías como: arcillas y limos, arenas y gravas no consolidadas depositadas por la corriente de los ríos flujos de agua y corriente laminares todas ellas incluyen sedimentos fluviales y coluviales” (Palacios, 1993). En los valles principales los sedimentos coluviales y los depósitos fluviales jóvenes con los más antiguos, pueden distinguirse perfectamente, pudiendo ser mapeados separadamente, pero en los valles pequeños y de áreas con tierras levantadas, son generalmente indiferenciables.

g) Depósito Fluvial (q-fl)

Comprende los depósitos actuales de cantos rodados que están compuestos por gravas y arenas ubicados en los lechos de los ríos; estos depósitos se asocian a zonas con variaciones de flujo de caudal de los ríos. Los sedimentos producto del tránsito aguas abajo que se activan durante las lluvias y son importantes como fuente de material de



construcción no consolidado movable. En la región son considerados según escala de trabajo los sedimentos que acarrear los ríos principales como son: río Azángaro, río Ichucaña, río Salado, río Santa Rosa, río Crucero, entre otros (Gonzales, 2015).

2.3.3. GEOLOGIA ESTRUCTURAL

(Rodriguez, 2013). La evolución geológica Oligo-Miocena del área de Ayaviri-Pucara-Tinajani-Cupi fue profundamente controlada por el funcionamiento transcurrente de las principales fallas de orientación noroeste-sureste que caracterizan la región. La cuenca de Ayaviri se encuentra en gran parte limitada por dos de estas fallas: la falla Ayaviri en el noreste y sureste, y la falla Pasani en el suroeste.

En la carretera Ayaviri – Purina la falla Ayaviri cruza en la progresiva Km 2+988 con dirección noroeste sureste, esta falla no es notorio porque esta convierto por los depósitos cuaternarios, y no influye en la construcción de la carretera.

2.3.4. HIDROLOGÍA

El agua se encuentra fluyendo sobre la superficie de la tierra. El sistema de agua superficial interactúa continuamente con los sistemas de agua atmosférica y subsuperficial.

2.3.4.1. ANÁLISIS DE ELEMENTOS METEOROLOGICOS

a. Precipitación Total Mensual y Anual

La totalidad de las lluvias son de origen orográfico y convectivo. Se dice que las lluvias son orográficas cuando se originan por la condensación de las nubes al elevarse estas para trasmontar las cordilleras ocurriendo generalmente a sotavento de las montañas ubicadas al paso de las nubes.

De acuerdo a la información analizada se observa que el régimen de precipitación de la zona es del tipo ecuatorial con un periodo húmedo durante los meses de octubre, noviembre, diciembre, enero, febrero y marzo, y un periodo seco en los meses de abril, mayo, junio, julio, agosto y setiembre.

Las precipitaciones máximas en 24 horas fueron tomadas de las estaciones pluviométricas; para diferentes períodos de registro, de los valores registrados en la estación de Ayaviri, se observa que el máximo valor es de 42.7 mm y corresponde al mes de diciembre del 2018, y el menor de 0.20 mm corresponde al mes de agosto de 2016, ver tabla 1.

Tabla 1

<i>Precipitación Máxima en 24 Horas de los Diferentes Años</i>												
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
2009	18.6	21.5	11.1 4	11	7.6	3.4	4.5	1.3	13.5	32	31.8	11
2010	34.3	20.5	41.7	14.2	5.8	0	0	8.4	11.8	18.6	12.8	31.7
2011	25.9	36.7	23.9	11.5	2.1	0.4	2.2	8.7	12.7	10.6	31.3	27.8
2012	25.8	26.1	34.5	6.7	0.2	0	0	4.4	3.5	20.6	19	11.4
2013	22	11.7	17.8	18.7	0	0.6	0	1.3	1.8	38.5	13.2	25.1
2014	27.5	18.8	29.4	14.6	7.3	0	0	0.6	5.4	11.3	32.9	24.6
2015	26.1	37.9	24.9	4	1	0.5	0	0.4	0.7	9.6	14.9	20.4
2016	18.5	24.1	39.5	17.5	3.8	0	0.9	0.2	10.6	21.2	15.7	27.3
2017	33.3	27.2	15.7	15.9	11.3	0	0	0.6	0.4	7.5	8	14.8
2018	13.9	18.1	29	24.5	6.7	1.2	2.7	2.1	3.3	9.7	35.2	42.7

Fuente: El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI)



2.4. ESTUDIO GEOTECNICO

Según (BRAJA, 2006) en términos generales, la geotecnia es la rama que utiliza métodos científicos para determinar, evaluar y aplicar las relaciones entre el entorno geológico y las obras de ingeniería.

En un contexto práctico, la geotecnia comprende la evaluación, diseño y construcción de obras donde se utilizan el suelo y/o roca y los materiales de cantera (BRAJA, 2006).

Los pioneros de la ingeniería geotécnica se apoyaron en el método de observación, para comprender la mecánica de suelos y rocas y el comportamiento de materiales de cantera bajo cargas. Este método fue mejorado con el advenimiento de instrumentación electrónica de campo, amplia disponibilidad software para realizar estudios técnicos, y el desarrollo de refinadas técnicas numéricas. Estas técnicas hacen ahora posible determinar con mayor precisión la naturaleza y comportamiento no homogéneo, no lineal y anisotrópico, de suelos y rocas, para su aplicación en obras de ingeniería (BRAJA, 2006).

El investigador geotécnico TERZAGHI sostenía que: "La magnitud de la diferencia entre el comportamiento de suelos reales bajo condiciones de campo, y el comportamiento pronosticado con base en la teoría, solo puede conocerse mediante la experiencia en el campo" (KARL TERZAGHI, 1973).

Mediante la geotecnia se podrán identificar riesgos naturales, como son suelos y minerales de roca expansivos, taludes naturales y artificiales inestables, antiguos depósitos de relleno y posibles fallas que tenga el terreno (KARL TERZAGHI, 1973).

Mediante la geotecnia se podrán identificar riesgos naturales, como son suelos y minerales de roca expansivos, taludes naturales y artificiales inestables, antiguos depósitos de relleno y posibles fallas que tenga el terreno (KARL TERZAGHI, 1973).

2.4.1. RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO

Todo estudio geotécnico debe iniciarse con un reconocimiento detallado del terreno con el objetivo de contar con antecedentes geotécnicos previos para programar la exploración (MTC/14, 2016).

Mediante la observación de cortes naturales y/o artificiales producto de la erosión o deslizamiento será posible, en general, definir las principales unidades o estratos de suelos superficiales (MTC/14, 2016).

Especial importancia debe darse en esta etapa a la delimitación de zonas en las cuales los suelos presentan características similares y a la identificación de zonas inestables o poco recomendables para emplazar la carretera, tales como zonas de deslizamiento activo, laderas rocosas con fracturamiento según planos paralelos a la superficie de los cortes, zonas pantanosas difíciles de drenar. Este reconocimiento se puede efectuar por vía terrestre o por vía aérea dependiendo de la transitividad del terreno (MTC/14, 2016).

El programa de exploración que se elija debe tener suficiente flexibilidad para adaptarse a los imprevistos geotécnicos que se presenten. No existe un método de reconocimiento o exploración que sea de uso universal, para todos los tipos de suelos existentes y para todas las estructuras u obras que se estudian (MTC/14, 2016).

2.4.2. COMPONENTES ESTRUCTURALES DEL PAVIMENTO FLEXIBLE

La estructura del pavimento flexible está constituido por varias capas construidas sucesivamente sobre la porción superior del terreno en corte o relleno, que ha sido nivelada, perfilada y compactada, quedando lista para soportar al pavimento. Estas capas de suelos se conocen en nuestro medio como terreno de fundación, Sub Razante, Sub Base, Base y Superficie de Rodadura, **ver figura 1.**



2.4.2.1. TERRENO DE FUNDACIÓN

Es el terreno natural conformado por suelo o roca y puede ser de corte o relleno; sirve de soporte al pavimento. Los suelos de fundación en corte pueden encontrarse en la naturaleza en bancos uniformes de suelos granulares, cohesivos o intermedios. Sin embargo lo más probable es encontrar a los suelos de fundación en bancos heterogéneos de mezclas de suelos en proporciones infinitamente variables (GERMAN, 1995).

2.4.2.2. SUB-RASANTE

Es la parte superior del suelo de fundación, que ha sido nivelado, perfilado, compactado y que servirá de apoyo a las diferentes capas del pavimento (GERMAN, 1995).

2.4.2.3. SUB-BASE

Capa inferior del pavimento. Tiene una función primaria de protección (drenante y anticontaminante) de la base en un pavimento flexible o de las losas en un pavimento rígido; y una función secundaria resistente principalmente en el caso de los pavimentos flexibles, pudiendo ser granular o estabilizada (GERMAN, 1995).

2.4.2.4. BASE

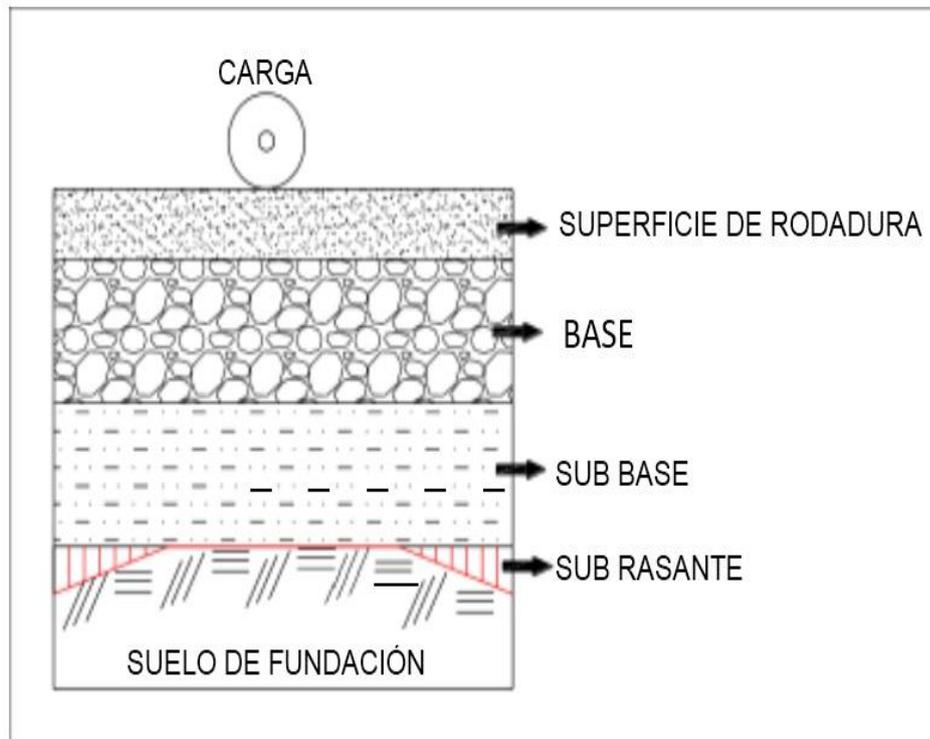
Base que es el principal elemento estructural en los pavimentos flexibles y que en los pavimentos rígidos pueden remplazar a la sub base, pudiendo ser de agregados granulares (GERMAN, 1995).

2.4.2.5. SUPERFICIE DE RODADURA

Es la capa superficial que está en contacto con las cargas y tiene como función principal proporcionar una superficie suave al deslizamiento y resistente al desgaste (GERMAN, 1995).

Figura 1

Esquema de la Estructura del Pavimento Flexible



Fuente: Elaboración Propia

2.5. MECANICA DE SUELOS EN TERRENO DE FUNDACIÓN PARA CARRETERAS

En ingeniería, la mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la física mecánicas, a los problemas que involucran las cargas impuestas a la capa superficial de la corteza terrestre. Esta ciencia fue fundada por (KARL TERZAGHI, 1973).

Todos los estudios geotécnicos, con el estudio de los suelos determinara el grado de estabilidad y comportamiento funcional, que estarán determinados entre otros factores, por el desempeño del material suelto situado dentro de las profundidades de influencia de los esfuerzos que se generan. Si se sobrepasan los límites de la capacidad resistente del suelo o si, aún sin llegar a ellos, las deformaciones son considerables, se pueden producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, quizás no tomados en consideración en el diseño, el cual producirá deformaciones importantes, fisuras, grietas, alabeo o



desplomos que pueden producir, en casos extremos, el colapso de la obra o su inutilización y abandono (KARL TERZAGHI, 1973).

En consecuencia, las condiciones del suelo como elemento de sustentación y construcción (en obras superficiales y subterráneas), como dispositivo de transición entre aquel y la supraestructura, han de ser siempre observadas, aunque esto se haga en proyectos pequeños fundados sobre suelos normales a la vista de datos estadísticos y experiencias locales, y en proyectos de mediana a gran importancia o en suelos dudosos, infaliblemente, a través de una correcta investigación de mecánica de suelos (KARL TERZAGHI, 1973).

2.5.1. ENSAYOS DE LABORATORIO PARA CARRETERAS

Los ensayos realizados en laboratorio de suelos y concreto fueron desarrollados con fines de determinar la clasificación del suelo, por medio de humedad natural, análisis granulométrico por el método de tamizado, así como la determinación de sus constantes físicas como son los ensayos de determinación de límite líquido y límite plástico, las muestras y estratos extraídos del terreno de fundación sirvieron para la realización del ensayo proctor modificado y el ensayo de relación soporte california (CBR) con fines de diseño según las normas de carreteras (MTC/14, 2016), como se muestra en la **tabla 2**.

Es en realidad en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, que se logra tener los datos definitivos de las características del suelo para el respectivo análisis y conclusión final; en esta etapa primeramente al realizar las pruebas de clasificación de suelos (Método SUCS y AASHTO) (MTC/14, 2016).

Tabla 2

<i>Especificaciones Técnicas Para El Estudio De Terreno De Fundación</i>			
ENSAYOS	ASTM	AASHTO	MTC
Contenido de humedad	D-2216		E-108
Análisis granulométrico	D-422	T-88	E-204
Limite liquido	D-4318	T-89	E-110
Índice de plasticidad	D-4318	T-89	E-111
Proctor Modificado	D-1557	T-180	E-115
C.B.R.	D-1883	T-193	E-132

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones MTC. 2013

2.5.1.1. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM D-2216)

La determinación de la humedad natural permitirá comparar con la humedad óptima que se obtendrá en el ensayo proctor modificado, para obtener el valor relación soporte california (CBR) del suelo. Si la humedad natural resulta igual o inferior a la humedad óptima, la compactación del suelo será óptima. Si la humedad natural es superior a la humedad óptima y según la saturación del suelo, se propondrá, aumentar la energía de compactación, airear el suelo o reemplazar el material saturado.

Se calcula el contenido de humedad de la muestra con la expresión siguiente:

$$w(\%) = \frac{(P_1 - P_2)}{(P_2 - P_3)} \times 100$$

Dónde:

W% = Contenido de humedad expresado en porcentaje

P₁ = Peso de la tara más el suelo húmedo.

P₂ = Peso de la tara más el suelo seco al horno

P₃ = Peso de la tara.

2.5.1.2. ANÁLISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D-422)

El estudio de las propiedades de los suelos, se fundamentó en que las propiedades mecánicas dependen directamente de la distribución de las partículas constituyentes según los tamaños. Este ensayo tiene por objeto determinar la granulometría de los materiales de hasta 90 mm mediante su división y separación con una serie de tamices en fracciones granulométricas de tamaño decreciente (HUANCA, 1996), ver **tabla 3**.

Tabla 3

<i>Clasificación de Suelos Según Tamaños de Partículas</i>		
Tipo de Material	Tamaño de las partículas	
Grava	75 mm. – 4.75 mm.	
Arena	Arena gruesa: 4.75 mm. – 2.00 mm.	
	Arena media: 2.00 mm – 0.425 mm.	
	Arena fina: 0.425 mm. – 0.075 mm.	
Material Fino	Limo	0.075 mm. – 0.005 mm
	Arcilla	Menor a 0.005 mm.

Fuente: MTC. Manual para el Diseño de Carreteras y Pavimentos de Bajo Volumen de tránsito, 2013

Este método se aplica en materiales de origen natural o artificial, con una dimensión nominal de hasta 90 mm, excluyendo los fillers.

2.5.1.3. LIMITES DE ATTERBERG

Este método define los límites correspondientes a los tres estados en los cuales puede presentarse un suelo: líquido, plástico o sólido. Estos límites son: el límite líquido (LL), el límite plástico (LP). Además una característica a obtener es el índice de plasticidad



(IP) que se define como la diferencia entre LL y LP. ($IP = LL - LP$) (Caballero, 2001),
ver anexo D 9.

a) Limite Líquido (LL)

El contenido de agua existente en este límite, se define como la humedad necesaria para que el surco separador de dos mitades de una pasta de suelo, se cierre a lo largo de su fondo en una distancia de 1/2”, cuando se deja caer la cuchara 25 veces desde una altura de 1cm, y a una velocidad de dos golpes por segundo (Caballero, 2001).

b) Limite Plástico (LP)

Determinar el límite plástico de los suelos, el cual se define como el contenido de agua, expresado en porcentaje del peso del suelo seco al horno, cuando el suelo se encuentra en el límite entre los estados plásticos y semisólido. El contenido de agua en este límite, se define como el contenido más bajo de agua al cual el suelo es rolado en hilo de 3.2 mm sin que se rompa en pedazos (Caballero, 2001).

2.5.1.4. ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)

Se denomina Índice de Plasticidad, a la diferencia numérica entre el valor obtenido de Límite Líquido y Límite Plástico de una muestra de suelo; es el índice de consistencia más importante, dado que su valor permite conocer cuan plástico es el material. Matemáticamente está representada por la siguiente ecuación (Caballero, 2001).

$$IP = LL - LP$$



Dónde:

IP = Índice de Plasticidad

LL = Limite Líquido

LP = Limite Plástico

El índice de plasticidad permite clasificar bastante bien un suelo. De acuerdo al IP que se definen en las siguientes características, **ver tabla 4.**

Tabla 4

<i>Características del Suelo Según El Índice de Plasticidad</i>		
Índice de Plasticidad	Plasticidad	Características
IP > 20	Alta	Suelo muy arcillosos
IP ≤ 20 IP > 7	Media	Suelos arcillosos
IP < 7	Baja	Suelos poco arcillosos plasticidad
IP = 0	No plástico (NP)	Suelos exentos de arcilla

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)

2.5.1.5. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Determinadas las características de los suelos, según la granulometría, plasticidad e índice de grupo, se podrán clasificar los suelos. La clasificación de los suelos se efectuará bajo los sistemas de clasificación SUCS y AASHTO, mostrados en los **anexos A 1 y A 2**, que contribuirá a delimitar los sectores homogéneos. A continuación se presenta una correlación de los dos sistemas de clasificación más difundido, AASHTO y SUCS.



2.5.1.6. SISTEMA DE CLASIFICACIÓN UNIFICADA (S.U.C.S.)

Este sistema fue propuesto por el profesor Arturo Casagrande, como una modificación y adaptación más general. Divide los suelos en dos grupos “granulares y finos” (Villalaz, 1980).

- **Suelos de grano grueso.-** Estos suelos son de naturaleza de tipo grava (G) y arena(S), cuando al separar por el tamiz N° 4 queden retenidos en este tamiz, más de 50% del peso de su fracción gruesa y pertenece al grupo G. y pertenece al grupo (S) en caso contrario tanto las gravas como las arenas se dividen en cuatro grupos (GW, GP, GM, GC) y (SW, SP, SM, SC). Respectivamente (Villalaz, 1980), **ver tabla 5.**

Dónde:

G = Grava W = Bien graduada

S = Arena P = Pobrementemente graduada o mal graduado.

C = Arcilla.

- **Suelos finos.-** Este sistema considera los suelos divididos en tres grupos: limos inorgánicos (M), arcilla inorgánica (C) y limos y arcillas orgánicas (O), cada uno de estos suelos se subdividen a su vez según su límite líquido en dos grupos, cuya frontera es $LL = 50\%$, si el límite líquido del suelo es menor de 50% se le añade el símbolo general la letra L (baja compresibilidad), si es mayor de 50% se añade la letra H (alta compresibilidad), obteniéndose de este modo los siguientes tipos de suelos (Villalaz, 1980), **ver tabla 5.**

Donde:

ML = Limos inorgánicos de baja compresibilidad.

OL = Limos y arcillas orgánicas de baja compresibilidad.

CL = Arcillas orgánicas de baja compresibilidad.

CH = Arcilla inorgánica de alta compresibilidad.

MH = Limos orgánicos de alta compresibilidad.

OH = Arcilla y limos orgánicos de alta compresibilidad.

Tabla 5

<i>Clasificación de Suelos Según SUCS</i>			
TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUB GRUPO	SUFIJO
Grava	G	Bien Graduado	W
Arena	S	Probablemente Graduada	P
Limo	M	Alta Plasticidad	H
Arcilla	C	Baja Plasticidad	L
Orgánico	O	-----	-----
Turba	PT	-----	-----

Fuente: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

2.5.1.7. ASOCIACIÓN AMERICANA DE OFICIALES DE CARRETERAS ESTATALES Y TRANSPORTES (AASHTO)

El sistema de clasificación AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (Designación ASTM D-3282; método AASHTO M145) es uno de los primeros sistemas de clasificación de suelos, desarrollado por Terzaghi y Hogentogler en 1928. Este sistema pasó por varias revisiones y actualmente es usado para propósitos ingenieriles enfocados más en el campo de las carreteras como la construcción de los terraplenes, sub rasantes, sub bases y bases de las carreteras. Sin embargo es necesario recordar que un suelo que es bueno para el uso de sub rasantes de carreteras puede ser muy pobre para otros propósitos. Este sistema de clasificación está basado en los resultados de la determinación en laboratorio de la distribución del tamaño de partículas, el límite líquido y el límite plástico.

La evaluación de los suelos dentro de cada grupo se realiza por medio de un índice de grupo, que es un valor calculado a partir de una ecuación empírica. El comportamiento geotécnico de un suelo varía inversamente con su índice de grupo, es decir que un suelo con índice de grupo igual a cero indica que es material “bueno” para la construcción de carreteras, y un índice de grupo igual a 20 o mayor, indica un material “muy malo” para la construcción de carreteras.

Los suelos clasificados dentro los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares de los cuales 35% o menos de las partículas pasan a través del tamiz N° 200. Los suelos que tienen más del 35% de partículas que pasan a través del tamiz N° 200 se clasifican dentro de los grupos de material fino A-4, A-5, A-6 y A-7. Estos suelos son principalmente limo y materiales de tipo arcilla, **ver tabla 6.**

Tabla 6

<i>Clasificación Comunes Según AASHTO y SUCS</i>	
CLASIFICACIÓN AASHTO	CLASIFICACIÓN SUCS
A-1-a	GW, GP, GM, SW, SP, SM
A-1-b	GM, GP, SM, SP
A-2	GM, GC, SM, SC
A-3	SP
A-4	CL, ML
A-5	ML, MH, CH
A-6	CL, CH
A-7	OH, MH, CH

Fuente: Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes y Sistema Unificado de Clasificación de Suelo.

2.5.1.8. ENSAYO PRÓCTOR

El ensayo de próctor se efectúa para determinar un óptimo contenido de humedad, para la cual se consigue la máxima densidad seca del suelo con una compactación determinada.



Este ensayo se debe realizar antes de usar el agregado sobre el terreno, para así saber qué cantidad de agua se debe agregar para obtener la mejor compactación.

Con este procedimiento de compactación se estudia la influencia que ejerce en el proceso el contenido inicial de agua del suelo, encontrando que tal valor es de fundamental importancia en la compactación lograda. En efecto, se observa que a contenidos de humedad creciente, a partir de valores bajos, se obtienen más altos específicos secos y por lo tanto mejores compactaciones del suelo, pero que esta tendencia no se mantiene indefinidamente, sino que al pasar la humedad de un cierto valor, los pesos específicos secos obtenidos disminuían, resultando peores compactaciones en la muestra. Es decir para un suelo dado y empleando el procedimiento descrito, existe una humedad inicial, llamada la “óptima”, que produce el máximo peso específico seco que puede lograrse con este procedimiento de compactación. Lo anterior puede explicarse, en términos generales, teniendo en cuenta que, a bajos contenidos de agua, en los suelos finos, del tipo de los suelos arcillosos, el agua está en forma capilar produciendo compresiones entre las partículas constituyentes del suelo lo cual tiende a formar grumos difícilmente desintegrables que dificultan la compactación.

El aumento en contenido de agua disminuye esa tensión capilar en el agua haciendo que una misma energía de compactación produzca mejores resultados. Pero si el contenido de agua es tal que haya exceso de agua libre, el grado de llenar casi los vacíos el suelo, esta impide una buena compactación, puesto que no puede desplazarse instantáneamente bajo los impactos del pisón.

2.5.1.9. PRÓCTOR MODIFICADO (ASTM D-1557)

Este ensayo abarca los procedimientos de compactación usados en laboratorio, para determinar la relación entre el contenido de agua y peso unitario seco de los suelos (curva



de compactación) compactados en un molde de 4 o 6 pulgadas (101.6 o 152.4 mm) de diámetro con un pisón de 10 lbf (44.5 N) que cae de una altura de 18 pulgadas (457 mm), produciendo una energía de compactación de 56000 lb-pie/pie³ (2700 kN-m/m³) (MTC/14, 2016).

El término compactación se utiliza en la descripción del proceso de densificación de un material mediante medios mecánicos. El incremento de la densidad se obtiene por medio de la disminución de la cantidad de aire que se encuentra en los espacios vacíos del material, manteniendo el contenido de humedad relativamente constante. En la vida real, la compactación se realiza sobre materiales que serán utilizados para relleno en la construcción de terraplenes, pero también puede ser empleado el material in situ en proyectos de mejoramiento del terreno (MTC/14, 2016).

El principal objetivo de la compactación es mejorar las propiedades ingenieriles del material en algunos aspectos:

- Aumentar la resistencia al corte, y por consiguiente, mejorar la estabilidad, de terraplenes y la capacidad de carga de cimentaciones y pavimentos.
- Disminuir la compresibilidad y, por consiguiente, reducir los asentamientos.
- Disminuir la relación de vacíos y, por consiguiente, reducir la permeabilidad.
- Reducir el potencial de expansión, contracción o expansión por congelamiento.

Para medir el grado de compactación de material de un suelo o un relleno se debe establecer la densidad seca del material. En la obtención de la densidad seca se debe tener en cuenta los parámetros de la energía utilizada durante la compactación y también depende del contenido de humedad durante el mismo (MTC/14, 2016), **ver anexo D 10**.

Los resultados obtenidos a partir del ensayo proporcionan una curva, en la cual el pico más alto dicta el contenido de humedad óptima a la cual el suelo llega a la densidad seca



máxima. Por medio de los ensayos sé a podido determinar que por lo general la compactación es más eficaz en los materiales bien gradados que contienen una cantidad de finos que en los materiales de gradación uniforme que carecen de finos (MTC/14, 2016), **ver anexo E 3.**

2.5.1.10. PROCTOR ESTÁNDAR (ASTM D-116)

Este ensayo abarca los procedimientos de compactación usados en laboratorio, para determinar la relación entre el contenido de agua y peso unitario seco de los suelos (curva de compactación) compactados en un molde de 4 o 6 pulgadas (101.6 o 152.4 mm) de diámetro con un pison de 5.5 lbf (24.4 N) que cae de una altura de 12 pulgadas (305 mm), produciendo una energía de compactación de 12400 lb-pie/pie³ (600 kN-m/m³) (MTC/14, 2016).

El suelo utilizado como relleno en ingeniería (terraplenes, rellenos de cimentación, bases para camino) se compacta a un estado denso para obtener propiedades satisfactorias de ingeniería tales como; resistencia al esfuerzo de corte, comprensibilidad o permeabilidad. También los suelos de cimentación son a menudo compactados para mejorar sus propiedades de ingeniería. Los ensayos de compactación en laboratorio proporcionan las bases para determinar el porcentaje de compactación y contenido de agua que se necesitan para obtener las propiedades de ingeniería requeridas, y para el control de la construcción para asegurar la obtención de la compactación requerida y los contenidos de agua (MTC/14, 2016).

2.5.1.11. DIFERENCIA ENTRE PROCTOR ESTÁNDAR Y PROCTOR

MODIFICADO

La diferencia básica entre el ensayo Proctor Estándar y el Modificado es la energía de compactación usada. En el Normal se hace caer un peso de 2.5 kilogramos de una altura



de 30 centímetros, y en el Modificado, un peso de 5 kilogramo de una altura de 45 centímetros.

2.5.1.12. RELACIÓN DE SOPORTE DE CALIFORNIA (CBR)

El objetivo del ensayo de CBR es establecer una relación entre el comportamiento de los suelos principalmente utilizados como bases y sub rasantes bajo el pavimento de carreteras y aeropistas, determinando la relación entre el valor de CBR y la densidad seca que se alcanza en el campo.

El ensayo de CBR mide la resistencia al corte (esfuerzo cortante) de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas, la ASTM denomina a este ensayo, simplemente como “Relación de soporte” y esta normado con el número ASTM D 1883-73, **ver anexo D 11.**

Se aplica para la evaluación de la calidad relativa de suelos de sub rasante. Algunos materiales de sub - bases y bases granulares, que contengan solamente una pequeña cantidad de material que pasa por el tamiz de 50 mm, y que es retenido en el tamiz de 20 mm. Se recomienda que la fracción no exceda del 20%. Este ensayo puede realizarse tanto en laboratorio como en terreno, aunque este último no es muy practicado.

2.5.1.13. ENSAYO RELACIÓN DE SOPORTE DE CALIFORNIA (C.B.R.)

El número CBR se obtiene como la relación de la carga unitaria en Kg. /cm² (libras por pulgadas cuadrada, (psi)) necesaria para lograr una cierta profundidad de penetración del pistón (con un área de 19.4 centímetros cuadrados) dentro de la muestra compactada de suelo a un contenido de humedad y densidad dadas con respecto a la carga unitaria patrón requerida para obtener la misma profundidad de penetración en una muestra estándar de material triturado, en ecuación, esto se expresa (NCh, 1852), **ver tabla 7.**

$$CBR = \frac{\text{carga unitaria de ensayo}}{\text{carga unitaria patron}} \times 100$$

Los valores de carga unitaria que deben utilizarse en la ecuación son:

Tabla 7

<i>Valores de Carga Unitaria</i>				
Penetración		Carga Unitaria Patrón		
mm.	Pulgada	Mpa	Kg/cm2	Psi
2.54	0.1	6.90	70.00	1000
5.08	0.2	10.30	105.00	1500
7.62	0.3	13.10	133.00	1900
10.16	0.4	15.80	162.00	2300
12.7	0.5	17.90	183.00	2600

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)

El número CBR usualmente se basa en la relación de carga para una penetración de 2.54 mm (0,1”), sin embargo, si el valor del CBR para una penetración de 5.08 mm (0,2”) es mayor, dicho valor debe aceptarse como valor final de CBR (NCh, 1852).

Los ensayos de CBR se hacen usualmente sobre muestras compactadas al contenido de humedad óptimo para el suelo específico determinado utilizando el ensayo de compactación estándar. A continuación, utilizando los métodos 2 o 4 de las normas ASTM D698-70 ó D1557-70 (para el molde de 15.5 cm. de diámetro), se debe compactar muestras utilizando las siguientes energías de compactación (NCh, 1852), **ver tabla 8.**

Tabla 8

<i>Método De Compactación Del Cbr Para Tipos De Suelo</i>				
	MÉTODO	GOLPES	CAPAS	PESO DE MARTILLO
D698	2 suelos de grano fino	56	3	24.5
	Suelos gruesos	56	3	24.5
D1557	2 suelos de grano fino	56	5	44.5
	4 suelos gruesos	56	5	44.5

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)

El ensayo de CBR se utiliza para establecer una relación entre el comportamiento de los suelos principalmente utilizados como bases y sub Rasantes bajo el pavimento de carreteras y aeropistas, calificando los valores como Excelente, Bueno, Regular, Pobre a Regular, Muy Pobre (NCh, 1852), **ver tabla 9.**

Tabla 9

<i>Clasificación de Suelos Según los Valores del CBR para Terreno de Fundación de la vía</i>				
CBR	CLASIFICACIÓN GENERAL	USOS	SISTEMA DE CLASIFICACIÓN	
0-3	Muy pobre	Desechar	OH,CH,MH,OL	A5,A6,A7
3-10	Pobre a regular	Desechar	OH,CH,MH,OL	A4,A5,A6,A7
10-20	Regular	Sub rasante	OL,CL,ML,SC,SM	A2,A4,A6,A7
20-50	Bueno	Sub rasante	GM,GC,GW,SM,SP,GP	A1b, A2-5, A3, A2-6
70-80	Excelente	Base	GW,GM	A1-a,A2-4,A3

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)

2.6. ESTUDIO DE CANTERAS

Los materiales naturales, tales como las rocas, gravas, arenas y suelos seleccionados, denominados frecuentemente bajo los términos genéricos de “áridos” , “inertes” ó “agregados” , según sus usos y aplicaciones, cumplen un rol significativo e importante en la calidad, durabilidad y economía de toda obra vial La naturaleza y propiedades físicas



de dichos materiales, así como las formas en que se presentan y su disponibilidad, serán los factores principales que determinaran los usos de estos, así como el grado de procesamiento que requerirán antes de su empleo.

El estudio de canteras tenemos a bien confirmar la existencia de tales materiales, precisar las áreas en las cuales continuar desarrollando las siguientes etapas y planificar la forma y los medios que deberán utilizarse en ellas.

a) Localización y Evaluación Preliminar

La localización se determina mediante la exploración en esta etapa se deberá realizar la verificación en el terreno de las canteras identificadas previamente para su posterior toma de muestras representativas en algunas de las localizaciones que sean a su vez representativas de otras en la región y que sean relativamente más accesibles para su explotación. Los resultados de los ensayos de calidad de las muestras las que efectuarán sobre las muestras recogidas permitirán conocer las características típicas de los materiales, su forma de presentación (ubicación, continuidad, homogeneidad, tamaños, configuración de partículas, calidad).

b) Delimitación, Calificación Cuantificación

A nivel de estudio definitivo del proyecto vial es necesario disponer de información concreta acerca de la calidad de los materiales, requerimientos de procesamiento, rendimientos, volúmenes disponibles, formas de acceso a las fuentes, distancias de transporte, y en general de todos aquellos elementos que contribuyan a precisar los costos de la obra Por tal motivo el estudio de canteras requiere una exploración detallada de las fuentes seleccionadas, un mapeo y delimitación de la misma y la ejecución sistemática de pozos y sondeos, conjuntamente con el muestreo y análisis de los materiales extraídos de



estos para poder elaborar los perfiles mediante los cuales se pueda clasificar y cuantificar con precisión los volúmenes disponibles.

2.6.1. ESTUDIO DE CANTERAS DE SUELO

A nivel de estudio definitivo del proyecto vial es necesario disponer de información concreta acerca de la calidad de los materiales, requerimientos de procesamiento, rendimientos, volúmenes disponibles, formas de acceso a las fuentes, distancias de transporte, y en general de todos aquellos elementos que contribuyan a precisar los costos de la obra. Por tal motivo el estudio de canteras requerir una exploración detallada de las fuentes seleccionadas, un mapeo y delimitación de la misma y la ejecución sistemática de pozos y sondeos, conjuntamente con el muestreo y análisis de los materiales extraídos de estos para poder elaborar los perfiles mediante los cuales se pueda clasificar y cuantificar con precisión los volúmenes disponibles.

- **Descripción.**- Las Canteras serán evaluadas y seleccionadas por su calidad y cantidad (potencia), así como por su menor distancia a la obra. Las prospecciones que se realizarán en las canteras se efectuarán en base a calicatas, sondeos y/o trincheras de las que se obtendrán las muestras necesarias para los análisis y ensayos de laboratorio.

El estudio de canteras incluye la accesibilidad a los bancos de materiales, descripción de los agregados, usos, tratamiento, tipo, periodo de explotación, propiedad, permisos de uso y otras informaciones.

- **Muestreo.**-Para muestreo de los estratos revisaremos el Manual de Ensayo de Materiales del MTC vigente, norma MTC E 101. En lo no especificado en el Manual de Ensayo de Materiales, se procederá de acuerdo a lo siguiente:
 - ✓ Se realizar exploraciones, por cada área menor o igual a una hectárea



- ✓ La ubicación de los puntos de prospección será a distancias aproximadamente iguales.
- ✓ Las exploraciones consistirán en calicatas, sondeos y/o trincheras, a profundidades no menores de la profundidad máxima de explotación, a fin de garantizar la real potencia de los bancos de materiales.
- ✓ La cantidad de muestras extraídas de canteras deberá ser tal que permita efectuar los ensayos exigidos, como también ensayos de verificación para rectificar y/o ratificar resultados poco frecuentes.
- ✓ Las muestras representativas de los materiales de cada cantera serán sometidas a los ensayos estándar, a fin de determinar sus características y aptitudes para los diversos usos que sean necesarios (rellenos, afirmado, sub-base, base, tratamientos superficiales, carpetas asfálticas, obras de concreto hidráulico).
- ✓ Se presentarán registros de exploraciones para cada una de las prospecciones, en donde se detallarán las ubicaciones de las prospecciones con coordenadas UTM-WGS84, las características de los estratos encontrados tales como: tamaño, forma, color, espesor de cada estrato, profundidad de la prospección, así como material fotográfico de las calicatas; de tal manera que en los registros se precisen las características de los estratos encontrados.

2.6.2. ENSAYOS DE LABORATORIO SIGUIENDO LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA CANTERAS

Los ensayos de laboratorio se han efectuado de acuerdo a normas estándar, siguiendo las especificaciones internacionales como son del ASTM, AASHTO y MTC, que están representadas en una tabla, **ver tabla 10.**

Tabla 10

<i>Especificaciones técnicas</i>			
ENSAYOS	ASTM	AASHTO	MTC
Contenido de Humedad	0-2216	E-I08	
Análisis Granulométrico	0-422	T-88	E-204
Limite líquido	0-4318	T-89	E-II0
Índice de Plasticidad	0-4318	T-89	E-III
Peso Especifico	C-127	T-85	E-206
Proctor Modificado	0-1557	T-180	E-115
C.B.R.	0-1883	T-193	E-132

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)

Tabla 11

<i>Especificaciones geotécnicas para canteras</i>				
ENSAYO	USO	ASTM	AASHTO	PROPÓSITO
Análisis Granulométrico	Clasificación	D 422	T 88	Determinar la distribución del tamaño de partículas del suelo
Limite Líquido	Clasificación	D 4318	T 89	Hallar el contenido de agua entre los estados líquido y plástico.
Limite Plástico	Clasificación	D 4318	T 90	Hallar el contenido de agua entre los estados plástico y semisólido.
Índice Plástico	Clasificación	D 4318	T 90	Hallar el rango contenido de agua por encima del cual, el suelo está en un estado plástico.
Equivalente de Arena	Calidad de Agregado	D 2419	T 176	Determinación de la cantidad de finos de los agregados
Proctor Modificado	Diseño de Espesores	D 1557	T 180	Determinar el óptimo contenido de humedad y la máxima densidad seca.
CBR	Diseño de Espesores	D 1883	T 193	Determinar la capacidad de soporte del suelo, el cual permite inferir el modulo resistente del suelo.
Abrasión los Ángeles		C 131 C 535	T 96	Cuantificación de la dureza o resistencia al impacto de los agregados gruesos.

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)

2.6.3. ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

Según el manual de carreteras “Especificaciones Técnicas Generales para construcción EG-2013”, los materiales para Sub base granular deberán ajustarse a una de las franjas granulométricas indicadas en la **tabla 11** y los requisitos de calidad para construcción de vías indicada en la **tabla 12**.

Tabla 12

<i>Especificaciones Técnicas para Construcción de Obras Viales</i>						
	PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS	MÉTODO DE ENSAYO	NORMA ASTM	NORMA AASHTO	FRECUENCIA	LUGAR DE MUESTREO
ENSAYOS FRECUENTES	Granulometría	MTC E-204	D-422	T 27	1 cada 750m ³	Cantera
	Límite de Consistencia	MTC E-111	D-4318	T 89	1 cada 750 m ³	Cantera
	Abrasión de los Ángeles	MTC E-207	C-131	T 96	1 cada 2000m ³	Cantera
	CBR	MTC E-132	D-1883	T 193	1 cada 2000 m ³	Cantera
	Densidad-Humedad	MTC E-115	D-1557	T 180	1 cada 750 m ³	Pista
	Compactación	MTC E-117 MTC E-124	D-1556 D-2922	T 191 T 238	1 cada 250 m ³	Pista

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)

2.6.3.1. SUB BASE GRANULAR

Este trabajo consiste en la construcción de una o más capas de materiales granulares, que pueden ser obtenidos en forma natural o procesados, debidamente aprobados, que se colocan sobre una superficie preparada. Los materiales aprobados son provenientes de canteras u otras fuentes (MTC, 2013), **ver tabla 13 Y tabla 14**.

Tabla 13

<i>Requerimientos Granulométricos Para Sub Base</i>				
Tamiz	Porcentaje que Pasa en Peso			
	Gradación A	Gradación B	Gradación C	Gradación D
50 mm. (2")	100	100	-	-
25 mm. (1")	-	75-95	100	100
9,5 mm. (3/8 ")	30-65	40-75	50-85	60-100
4,75 mm. (N.º 4)	25-55	30-60	35-65	50-85
2,0 mm. (N.º 10)	15-40	20-45	25-50	40-70
425 µm. (N.º 40)	8-20	15-30	15-30	25-45
75 µm. (N.º 200)	2-8	5-15	5-15	8-15

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)

Tabla 14

<i>Requerimientos De Ensayos Especiales para Sub Base</i>					
Ensayo	Norma MTC	Norma ASTM	Norma AASHTO	Requerimiento	
				< 3000 msnm	≥ 3000 msnm
Abrasión Los Ángeles	MTC E 207	C 131	T 96	50 % máx.	50 % máx.
CBR (1)	MTC E 132	D 1883	T 193	40 % mín.	40 % mín.
Límite Líquido	MTC E 110	D 4318	T 89	25% máx.	25% máx.
Índice de Plasticidad	MTC E 111	D 4318	T 90	6% máx.	4% máx.
Equivalente de Arena	MTC E 114	D 2419	T 176	25% mín.	35% mín.
Sales Solubles	MTC E 219	--	--	1% máx.	1% máx.
Partículas Chatas y Alargadas	--	D 4791	--	20% máx.	20% máx.

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)

2.6.3.2. BASE GRANULAR

Este trabajo consiste en la construcción de una o más capas de materiales granulares, que pueden ser obtenidos en forma natural o procesados, con inclusión o no de algún tipo de estabilizador o ligante, debidamente aprobados, que se colocan sobre una sub base, afirmado o Sub Rasante.

Para prevenir segregaciones y garantizar los niveles de compactación y resistencia exigidos por la presente especificación, el material deberá dar lugar a una curva granulométrica uniforme y sensiblemente paralela a los límites de la franja, sin saltos bruscos de la parte superior de un tamiz a la inferior de un tamiz adyacente y viceversa. Los materiales para base granular deberán ajustarse a una de las franjas granulométricas indicadas en la **tabla 15** y los requisitos de calidad indicado en la **tabla 16**, y **tabla 17**.

Tabla 15

Tamiz	Requerimiento Granulométricos para Base Granular			
	Porcentaje que pasa en peso			
	Gradación A	Gradación B	Gradación C	Gradación D
50 mm. (2")	100	100		
25 mm. (1")		75-95	100	100
9,5 mm. (3/8 ")	30-65	40-75	50-85	60-100
4,75 mm. (N.º 4)	25-55	30-60	35-65	50-85
2,0 mm. (N.º 10)	15-40	20-45	25-50	40-70
425 µm. (N.º 40)	8-20	15-30	15-30	25-45
75 µm. (N.º 200)	2-8	5-15	5-15	8-15

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)

Tabla 16

<i>Requerimientos de Agregado Grueso para Base Granular</i>					
Ensayo	Norma MTC	Norma ASTM	Norma AASHTO	Requerimientos	
				< 3000 msnm	>3000 msnm
Partículas con una cara fracturada	MTC E 210	D 5821		80% mín.	80% mín.
Partículas con dos caras fracturadas	MTC E 210	D 5821		40% mín.	50% mín.
Abrasión Los Ángeles	MTC E 207	C 131	T 96	40% máx.	40% máx.
Partículas chatas y alargadas (1)		D 4791		15% máx.	15% máx.
Sales solubles totales	MTC E 219	D 1888		0,5% máx.	0,5% máx.
Durabilidad al sulfato de magnesio	MTC E 209	C 88	T 104		18% máx.

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)

Tabla 17

<i>Requerimientos de agregado fino para Base Granular</i>			
Ensayo	Norma	Requerimiento Altitud	
		< 3.000 msnm	≥ 3.000 msnm
Índice plástico	MTC 111	4% max.	2% min.
Equivalente de arena	MTC E 114	35% min.	45% min.
Sales solubles	MTC E 219	0.5% max.	0.5% max.
Durabilidad al sulfato de magnesio	MTC E 209	15%

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)

CAPITULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. LOCALIZACIÓN DEL TRABAJO DE INVESTIGACION

La carretera está emplazada de Este – Oeste del Departamento de Puno, geográficamente se encuentra ubicado en la Provincia de Melgar en el distrito de Ayaviri y las Provincia de Azángaro del departamento de Puno, con una altitud de 3918 metro sobre nivel del mar, **ver anexo C 1.**

3.1.1. UBICACIÓN DE COORDENADAS

La carretera Ayaviri Purina de Km 19+375, se encuentra localizada en la zona 19S con coordenadas UTM – WGS – 84, indicadas en la **tabla 18.**

Tabla 18

<i>Coordenadas UTM WGS 84</i>			
PUNTO	NORTE	ESTE	COTA
1	8356000	328000	3990
2	8356000	352000	4170
3	8348000	352000	3909
4	8348000	328000	3932

Nota. Las coordenadas se obtuvieron de la georreferenciación del Geocatmin.

3.2.METODOLOGÍA DESARROLLADA

La metodología de estudio es de tipo, descriptivo, interpretativa, y analítica mediante los procedimientos de los datos obtenidos en las diferentes etapas. Con el fin de reunir



los criterios adecuados para conocer las características geológicas y geomecánicas de la zona de estudio y del eje de la carretera Ayaviri – Purina, se realizó el estudio en las siguientes etapas.

- ✓ Etapa Recopilación de Información.
- ✓ Etapa de Trabajo de Campo.
- ✓ Etapa Redacción de Informe en Gabinete de la información.

3.2.1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

En esta etapa se recolecto datos importantes y se estudió el Boletín N° 58 correspondiente a la Geología del cuadrángulo de Ayaviri (hoja 30-v) y Azángaro (hoja 30-u) y el Estudio Mapa de Peligros de la Ciudad de Ayaviri, como también el Manual de Ensayo de Materiales 2016, la Norma AASHTO, entre otras guías para mecánica de suelos.

3.2.2. TRABAJO DE CAMPO

En base a la recopilación de la información bibliográfica y planificación previa se llevaron a cabo la ejecución de actividades en campo. Considerando las actividades de levantamiento geológico de más trabajos a realizar como la determinación de los parámetros geomorfológicos estructurales e hidrológicos del área de estudio.

En esta etapa de campo, con el objeto de determinar las propiedades físico mecánicas del terreno de fundación y canteras, se llevó a cabo la ejecución de calicatas de 1,50 m de profundidad mínima (respecto al nivel de la sub-rasante) , ubicadas a lo largo de la carretera, a cada 900 m de distancia aproximadamente y en forma alternada a ambos lados izquierda y derecha, se realizó de manera sistemática las cuales tomando de forma mecánica



y manual con una previa descripción de estas para su posterior análisis en laboratorio de suelos, **ver anexo C 5.**

Con el objetivo de terminar las propiedades Físicas Mecánicas de las Canteras se realizaron Las excavación de calicatas de 1.50 m aproximadamente, obtención de muestras alteradas, descripción de los estratos, cubicación de suelos y rocas, como también el rendimiento, **ver anexo D 1.**

3.2.3. FASE DE GABINETE

La información obtenida en campo, como la descripción de las unidades Estratigráficas unidades Geomorfología, y Estructural, se ha plasmado en la elaboración de este estudio en gabinete, para observar los resultados obtenidos.

De las muestras tomadas en campo de las diferentes calicatas se realizaron los ensayos de laboratorio de suelos como el Contenido de Humedad Natural (ASTM D 2216), Análisis Granulométrico (ASTM D 422), Límite de Consistencia (ASTM D 4318), Proctor Modificado (ASTM D 1557), Valor Relativo de Soporte “CBR” (ASTM D 1883), Para luego plasmar todos los datos obtenidos en la elaboración de resultados de las propiedades físico mecánicas del terreno de fundación y de las canteras de la carretera Ayaviri - Purina.

3.2.3.1. UNIDADES ESTRATIGRÁFICAS

a) Formación Muni (Jski-m)

En el tramo de la carretera Ayaviri – Purina, en el kilómetro 14+350 hasta 16+780 esta formación aflora al Nor-Oeste del centro poblado de Purina, encontrándose en la parte inferior del Cerro Suchuta.



La Formación Muni es de origen sedimentario y a nivel regional está compuesto por conglomerados, lutitas con areniscas calcáreas y delgados lechos de caliza. En el tramo de la carretera Ayaviri – Purina, se puede reconocer limoarcillitas rojizas, intercalados con calizas gris con una erosión importante. Estratigráficamente yace discordantemente sobre la Formación Chagrapi, **ver anexo C 3.**

b) Grupo Puno (P-pu)

En el tramo de la carretera Ayaviri – Purina en la progresiva 05+680 hasta 05+850, esta formación aflora al Nor-Este de la ciudad de Ayaviri, encontrándose en la parte inferior del cerro Huayrapata.

El Grupo Puno es de origen sedimentario y a nivel regional está compuesto por areniscas con conglomerados comunes, limolitas subordinadas, calizas y horizontes de tufos. En el tramo de la carretera Ayaviri – Purina solo se puede reconocer conglomerados, calizas, areniscas.

Estas rocas presentan (clastos subredondeados a subangulosos de calizas areniscas rojas en matriz arenosa) intercalados con areniscas conglomeradicas, degradados en su mayor parte. Estratigráficamente yace discordante sobre la Formación Ayabacas, y además el eje de la carretera corta esta formación entre el km 05+680 y el km 05+850, **ver anexo C 3.**

c) Formación Azangaro (QP-a)

En el tramo de la carretera Ayaviri – Purina, esta formación aflora al Nor-Este, Sur-Este de la Ciudad de Ayaviri y en centro poblado de Purina, respectivamente encontrándose en el eje de la carretera en los km 09+800 - 13+420 y 18+350 – 19+350.



La Formación Azángaro es de origen sedimentario está compuesta por areniscas intercaladas con algunos niveles de limoarcillitas rojizas a gris clara. Esta formación se observa en el km 14+500 de la carretera Ayaviri – Purina, lugar donde la Formación Azángaro esta erosionada considerablemente, **ver anexo C 3.**

d) Depósito Aluvial (Qh-al)

Estos depósitos cuaternarios ocupan la mayor parte del área de estudio de la carretera Ayaviri hasta Purina y tiene una profundidad que va desde los 6 a 20 metros. Están compuestos de intercalación de gravas subredondeadas, arenas gruesas, arenas limosas y gravas arcillosas de matriz limoarenosa, las acumulaciones de este material están presentes en los lechos de los ríos y en las zonas de pendiente casi horizontal; es aquí donde se ha acumulado mayor cantidad de material aluvial, ya que los ríos han perdido la fuerza necesaria para transportar materiales gruesos, **ver anexo C 3.**

e) Depósito Fluvial (Q-FI)

En el tramo de la carretera Ayaviri – Purina, estos depósitos actuales están conformados por cantos rodados que están compuestos por gravas y arenas ubicados en los lechos de los ríos; estos depósitos se asocian a zonas con variaciones de flujo de caudal de los ríos. Los sedimentos producto del tránsito aguas abajo que se activan durante las lluvias y son importantes como fuente de material de construcción no consolidado. En la zona de estudio los sedimentos que acarrear los ríos principales son: el Rio Ayaviri, **ver anexo C 3.**

Figura 2

<i>Columna Estratigráfica Local</i>						
ERATEMA	SISTEMA	SERIE	EDAD (M.A)	UNIDAD LITO ESTRATRIGRAFIC A	LITOLOGIA	DESCRIPCION
CENOZOICO	CUATERNARIO	HOLOCENO		DEPOSITO FLUVIAL (Q-FI)		Gravas polimicticas en matriz arenosa
				DEPOSITO ALUVIAL (Qh-al)		Gravas polimicticas en matriz arenosa y capas de arena juigarrosa a arenosa limosa
	NEOGENO	PLEISTOCENO		F. AZANGARO (QP-a)		Limos laminados y capas de areniscas
				PALEOGENO		MIOCENO
	G. PUNO (P-pu)	Areniscas feldespáticas y conglomerados				
	MESOZOICO	CRETACEO		SUPERIOR		F. AYABACAS (Kis-ayb)
INFERIOR			F. HUANCANE (Ki-hua)	Areniscas conglomeradicas areniscas cuarzosas intercaladas con delgados niveles de limoarcillitas rojas		
JURASICO			F. MUNI (JsKI-m)	limoarcillitas rojizas, intercalados con calizas gris		
PALEOZOICO	DEVONICO			F. CHAGRAPI (SD-cha)	Limolitas, limoarcillitas oscuras laminares, fisibles con niveles de areniscas en capas delgadas	
		SILURICO				

3.2.3.2. UNIDADES GEOMORFOLOGICOS DEL AREA DE ESTUDIO

El área de estudio se encuentra en la Geomorfología Andina y la Región Andes del Sur con una unidad Geomorfológica denominada Altiplano que se desarrolla hasta los 4,800 m.s.n.m. dentro de estas se localiza la sub unidad denominando depresión central del Lago Titicaca que se desarrolla entre los 3,800 hasta los 4,000 m.s.n.m (De La Cruz, 1995).

Dentro del marco fisiográfico descrito se han identificado varias unidades geomorfológicas en cuyo modelado externo han participado agentes como el clima, la lluvia, el hielo y las corrientes fluviales, las geoformas también están asociadas a la litología y estructuras como pliegues y fallas, **ver tabla 20**.

Tabla 19

<i>Sistema y Unidades Geomorfológicas</i>		
SISTEMA	UNIDAD	DESCRIPCIÓN
Antrópico	Instalaciones y vías de acceso	Vías de acceso que modifican las laderas y disturban el modelamiento actual
Fluvial	Ríos	Presentan formas meandro formes en su cauce por presentar valles seniles.
	Terrazas	constituyen pequeñas plataformas sedimentarias o mesas construidas en un valle fluvial por los propios sedimentos del río
	Altiplanicie	Extinción considerable, se desarrolla sobre altitudes que oscilan entre 3900 a 4000 m.s.n.m
Volcánico	Montaña	Son elevaciones naturales La mayoría han sido formadas por el arqueo y el plegamiento de la corteza terrestre
	Colina	es igualmente una elevación natural del terreno con desnivel inferior a 300 m, cuyas laderas se inclinan en promedio con valores superiores a 16% de pendiente
	Pie de monte	Esta Geoforma se encuentra en la parte baja de la montaña de entre 10% - 20% de pendiente.

Fuente: Elaboración Propia



a) Sistema antrópico

La población rural durante estos últimos años creció y a causa de esto también sea generado un modelamiento en el paisaje y el relieve, construyéndose viviendas rusticas, generando movimientos de suelos, construyendo carreteras, entre otros.

- ✓ Vías de acceso locas
- ✓ Viviendas comunales

b) Sistema fluvial

✓ Río

En la zona de estudio el río principal es el Río Ayaviri, que tiene su nacimiento en la Cordillera de la Raya, el mismo que al unirse al Río Ayaviri y al de Azángaro forman el gran Río Ramis, que desemboca en el Titicaca.

✓ Terraza Aluvial (Tal-ma)

En las laderas del Río Ayaviri se emplazan depósitos aluviales originados por antiguos flujos de detritos, constituidos por fragmentos subredondeados de rocas de origen volcánico envueltas en una matriz limo-arenosa. Estos depósitos forman las terrazas sedimentarias de Superficie de terreno plana y con pendiente pequeña que ha sido modelada por el Río Ayaviri, como se muestra en el **anexo C 4**.

✓ Altiplanicie Sedimentaria (AP-s)

Esta unidad Geomorfológicas tiene una extensión considerable, se desarrolla sobre altitudes que oscilan entre 3900 a 4000 msnm en el área de estudio, con una superficie relativamente ondulada en la que algunas veces se presentan cauces antiguos de ríos



abandonados, donde los ríos actuales desarrollan meandros sobre esta superficie, **ver anexo C 4.**

c) Sistema volcánico

✓ **Montañas en Roca Sedimentaria (RM-rs)**

Esta unidad lo constituyen elevaciones que fluctúan a mayores de 4100 a más de 4450 m.n.s.m. por rocas sedimentarias en la zona de estudio, en la que la acción geodinámica de las quebradas en las partes altas es muy activa, donde se observan fuertes socavamientos de las paredes laterales, **ver anexo C 4.**

✓ **Colinas en Roca Sedimentaria (RC-rs)**

Esta unidad se presenta altitud inferior a la unidad geomorfológica de montañas, presentan elevaciones desde los 4025 a los 4055 m.s.n.m. aproximadamente, en la zona de estudio se observan las colinas con laderas de pendientes suaves, esta unidad se presenta con altitudes superiores a las demás unidades y de bajo de las montañas, producto de la erosión de las rocas sedimentarias, **ver anexo C 4.**

✓ **Pie de monte (V-al)**

Son las acumulaciones de materiales inconsolidados que se encuentran en las zonas de unión entre las Montañas y Altiplanicies, este repositorio se produce cuando las partículas sueltas pierden su energía potencial debido a la disminución del ángulo de la pendiente, este se presenta con claridad en los cerros que rodean al estudio, **ver anexo C 4.**



3.2.4. ENSAYOS REALIZADOS EN TERRENO DE FUNDACIÓN Y CANTERAS

3.2.4.1. CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL (ASTM D-2216)

El presente modo operativo establece el método de ensayo para determinar el contenido de humedad del terreno de Fundación y Canteras.

Se determina el peso de agua eliminada, secando el suelo húmedo hasta un peso constante en un horno controlado a temperatura $110 \pm 5^\circ$ C. el peso del suelo que permanece del secado en horno es usado como el peso de las partículas sólidas. La pérdida de peso debido al secado es considerado como el peso del agua.

3.2.4.2. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (ASTM D-422)

Este ensayo está basado en la determinación cuantitativamente, los tamaños de las partículas de agregados gruesos y finos de un material, por medio de tamices de abertura cuadrada.

Para realizar el ensayo se tuvo que seleccionar un grupo de tamices de tamaños “50 mm, 37.5 mm, 25 mm, 19 mm, 12.5 mm, 9.5 mm, 4.750 mm, 2.0 mm, 0.840 mm, 0.425 mm, 0.150 mm, 0.075 mm”, adecuados para cumplir con las especificaciones del material que se va a ensayar, colocando los tamices en orden decreciente, por tamaño de abertura. Efectuándose la operación de tamizado a mano, durante un periodo adecuado terminando el tamizado se tomó el peso de los materiales de cada tamiz.



3.2.4.3. LÍMITE DE CONSISTENCIA (ASRM D-110 Y ASTM D-111)

El límite líquido de un suelo es el contenido de humedad expresado en porcentajes del suelo secado en el horno, cuando este se halla en el límite entre el estado plástico y el estado líquido.

El objetivo de este procedimiento es obtener una mezcla de suelo y agua, capaz de ser moldeada para depositarlo en la cuchara de Casagrande, y se golpea considerablemente contra la base de la máquina, haciendo girar la manivela, hasta que la zanja que previamente sea recortado, se cierre en cada uno de los siguientes intervalos 25-35, 20-30, 15-25. De esta manera el alcance de las 3 determinaciones debe ser de 10 golpes.

Se denominan límite plástico (L.P.) a la humedad más baja con la que pueden formarse barritas de muestras de un suelo de unos 3.2 mm de diámetro, frotándolas dicho suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa (vidrio esmerilado), sin que dicha barrita se desmoronen. El índice de plasticidad es la diferencia del Límite Líquido y el Límite Plástico.

3.2.4.4. PROCTOR MODIFICADO (ASTM D-1557)

Este ensayo abarca los procedimientos de compactación en laboratorio, para determinar la relación entre el contenido de Agua y Peso Unitario seco de los suelos compactados en un molde de 6 pulgadas, produciendo una energía de compactación de (2700 kN-m/m³). El método utilizado para este estudio es el siguiente.

✓ Método C

Se emplea el material que pasa por el tamiz ¾” en un molde de 6” de diámetro en 5 capas cada capa con 56 golpes



3.2.4.5. VALOR RELATIVO DE SOPORTE “CBR” (ASTM D-1883)

Para determinar el índice de resistencia del terreno de fundación y canteras se realizó el siguiente ensayo denominado Valor Relativo de Soporte, que es muy conocido como CBR (California Bearing Ratio). El ensayo se realizó en muestras inalteradas en condiciones determinadas de contenido de humedad óptima y máxima densidad seca. Este índice se utiliza para evaluar la capacidad de soporte de los suelos o terreno de fundación, canteras, capas de Base, Subbase y Subrazantes.

3.3.MATERIALES

3.3.1. EQUIPO DE CAMPO Y GABINETE

- 01 GPS para la lectura de coordenadas y elevación.
- 01 cámara digital Panasonic Lumix.
- 01 PC Intel core i3.
- 01 impresora multifuncional HP Photosmart.
- Software AutoCAD Civil 3D 2016 para elaborar mapas y planos.
- Software ArcGis 10.5 para elaboración de mapas.
- Software Ecuación AASHTO 93 para calcular el número estructural SN.
- Materiales para la excavación de calicatas.

3.3.2. EQUIPO DE LABORATORIO

Para la ejecución del presente estudio se utilizaron los siguientes equipos de laboratorio:

- 01 Juego de tamices de malla cuadrada ASTM E11.
- 01 Equipo de límite líquido (Copa Casagrande) ASTM D4318.
- 01 Equipo de compactación (Próctor modificado) ASTM D1557.
- 01 Equipo de resistencia de los suelos (CBR) ASTM D1883.
- Equipos en general: estufa, balanzas electrónicas, recipientes y accesorios menores.
- Materiales para la excavación de calicatas.



CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. CONDICIONES GEOLOGÍCA DEL ÁREA DE ESTUDIO

En el área de estudio, las condiciones geológicas están conformada principalmente por unidades estratigráficas que corresponden al Mesozoico conformada por la “Formación Muni” compuestos por limoarcillitas y calizas. La edad reciente del Cenozoico conformada por el “Grupo Puno” compuesto de conglomerados acompañado de clastos de calizas y areniscas, como también la “Formación Azángaro” compuesto de areniscas y limoarcillitas, como también el depósito “Cuaternario compuesto de gravas subredondeadas, arenas gruesas, arenas limosas y gravas arcillosas de matriz limoarenosa. La geomorfología compuesto de Montañas en rocas Sedimentarias, Colinas en rocas Sedimentarias, Pie de Monte, Altiplanicie Sedimentaria, Terraza Aluvial y ríos. Estructuralmente compuesta por la Falla Ayaviri cubierta por el cuaternario mostrados en el anterior capítulo.

4.2.CONDICIONES GEOTECNICAS DEL SUELO DE FUNDACIÓN

De los datos de campo y de los resultados obtenidos en laboratorio de suelos se definieron los perfiles estratigráficos y las características geotécnicas del terreno de fundación a lo largo de la vía. Las muestras del terreno de fundación fueron sometidas a los siguientes ensayos, como se muestra en la **tabla 20**.

Tabla 20

<i>Ensayos de Laboratorio para el Suelo de Fundación</i>	
ENSAYO DE LABORATORIO	NORMA
Contenido de humedad de un suelo.	MTC E 108-2016; ASTM D 2216
Análisis granulométrico de suelos por tamizado	MTC E 107-2016; ASTM D 422
Limite líquido de los suelos.	MTC E 110-2016; ASTM D 4318
Limite plástico de los suelos.	MTC E 111-2016; ASTM D 4318
Compactación modificada de suelos (proctor modificado)	MTC E 115-2016; ASTM D 1557
CBR de suelos	MTC E 132-2016; ASTM D 1883

Fuente: Elaboración Propia

4.2.1. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL TERRENO DE FUNDACIÓN

4.2.1.1. CALICATA KM 0+800; LADO DERECHA

Entre la profundidad de 0.00 al 0.30 m corresponde al afirmado compuesto de suelo “arena mal graduada a arena arcillosa” simbolizado como un (SP-SC) según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesto de suelo “arena limoarcillosa” simbolizado como un (A-2-4), con una humedad natural relativamente seca de 9.38%, y una densidad seca de 2.0 g/cm³ y con un óptimo contenido de humedad de 15.00% esto nos indica que su capacidad de drenaje es mala, también se tiene un índice de plasticidad baja de 6.47%, y un valor relativo de soporte (CBR) buena de 24.00%, **ver tabla 21.**

Desde 0.30 al 1.50 m se tiene la presencia de suelos limo de baja plasticidad simbolizado como un (ML) de color rojo parduzco según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesto de suelo Limoso simbolizado como un (A-4), se tiene también una humedad natural de 16.50%, y una densidad seca de 1.89 g/cm³ y un contenido de humedad óptima de 16.50% estos datos nos indican que su capacidad de

drenaje es de aceptable a mala, así mismo con un índice de plasticidad moderado de 8.60%, y un valor relativo de soporte (CBR) bajo de 9.30%, **ver tabla 21.**

Tabla 21

<i>Resumen de la Calicata N° 01 Km 0+800 Lado Derecha</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR A1 95%
E-1	0.00-0.30	9.38	6.47	SP-SC	A-2-4	2.00	15.00	24.00
E-2	0.30-1.50	16.50	8.60	ML	A-4	1.89	16.50	9.30

Fuente: elaboración propia

4.2.1.2. CALICATA KM 1+600; LADO IZQUIERDO

Entre la profundidad de 0.00 al 0.30 m corresponde al afirmado compuesto de suelos areno arcillosas simbolizado como un (SC) según la clasificación SUCS y según la clasificación AASHTO compuesto de suelo areno arcillosa simbolizado como un (A-2-6), se tiene una humedad natural relativamente seca de 14.54%, y una densidad seca de 1.75 g/ cm³ con un contenido de humedad óptima de 18.50% esto nos indica que su capacidad de drenaje es de mala a aceptable, también se tiene un índice de plasticidad moderada de 9.27%, y un valor relativo de soporte (CBR) buena de 21.60%, como se muestra en la **tabla 22.**

Desde 0.30 al 1.50 m se tiene la presencia de suelos limosos de alta plasticidad simbolizado como un (MH) de color rojo parduzco de características semicompactas según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesto de suelo arcillosos simbolizado como un (A-7-5), se tiene una humedad natural saturada de 24.65%. Como también una densidad seca de 1.74 g/ cm³ con un máximo contenido de

humedad de 20.50% esto nos indica que su capacidad de drenaje es de moderado, también se tiene un índice de plasticidad alta de 24.03%, y valor relativo de soporte (CBR) bajo de 8.20%, **ver tabla 22.**

Tabla 22

<i>Resumen de la Calicata N° 02 Km 1+600 Lado Izquierdo</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR A1 95%
E-1	0.00-0.30	14.54	9.27	SC	A-2-6	1.75	18.50	21.60
E-2	0.30-1.50	24.65	24.03	MH	A-7-5	1.74	20.50	8.20

Fuente: elaboración propia

4.2.1.3. CALICATA KM 2+500; LADO IZQUIERDO

Desde 0.00 al 1.00 m se tiene la presencia de suelos arcillosas de baja plasticidad simbolizado como un (CL) de color blanca amarillenta de características semicompactas según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesta de suelos arcillosos simbolizado como un (A-7-6), se tiene una humedad natural de 26.47% que son valores bajos, como también una densidad seca de 1.64 g/cm³ y un óptimo contenido de humedad de 29.00%, que nos indica que su capacidad de drenaje es mala, se tiene un índice de plasticidad alta de 21.53%, y valor relativo de soporte (CBR) bajo de 9.10%, **ver tabla 23.**

Desde 1.00 al 1.50 m se tiene la presencia de suelos arcillosas de alta plasticidad simbolizado como un (CH) de color roja de características semicompactas y expansivas según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesta de suelos arcillosos simbolizado como un (A-7-6), se tiene una humedad natural saturada 61.20%

esto nos indica la aproximación al nivel freático, también se tiene una densidad seca de 1.7 g/cm^3 , con un óptimo contenido de Humedad de 22.00% esto nos indica que la capacidad de drenaje es de aceptable, también se tiene un índice de plasticidad alta de 28.77%, y valor relativo de soporte (CBR) baja de 8.70%, **ver tabla 23.**

Tabla 23

<i>Resumen de la Calicata N° 03 Km 2+500 Lado Izquierdo</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR A1 95%
E-1	0.40-1.00	26.47	21.53	CL	A-7-6	1.64	29.0	9.10
E-2	1.00-1.50	61.20	28.77	CH	A-7-6	1.67	22.00	8.7

Fuente: elaboración propia

4.2.1.4. CALICATA KM 3+600; LADO DERECHA

Entre la profundidad de 0.00 al 0.60 m corresponde al suelo en condiciones compactas, compuesto de suelos areno arcillosas simbolizado como un (SC) según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesta de suelos arena limoarcillosas simbolizado como un (A-2-6), se tiene una humedad natural de 12.86%, como también una densidad seca de 1.97 g/cm^3 y un óptimo contenido de humedad de 15.20% lo que nos indica que su capacidad de drenajes es mala, se tiene un índice de plasticidad media de 11.71%, y un valor relativo de soporte (CBR) buena de 20.0%, **ver tabla 24.**

Desde 0.60 al 1.50 m se tiene la presencia de suelos limo arcillosas de baja plasticidad simbolizado como un (ML) de color amarillo verduzco de características semicompactas según la clasificación SUCS y según la clasificación AASHTO compuesta de suelos arcillosos simbolizado como un (A-7-5), se tiene una humedad natural de 26.80%, y una

densidad seca de 1.62 g/cm^3 con un óptimo contenido de humedad de 28.00% lo que nos indica que su capacidad de drenaje es aceptable a mala, también se tiene un índice de plasticidad media de 16.99%, y un valor relativo de soporte (CBR) baja de 10.10%, **ver tabla 24.**

Tabla 24

<i>Resumen de la Calicata N° 04 Km 3+600 Lado Derecha</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR A1 95%
E-1	0.00-0.60	12.86	11.71	SC	A-2-6	1.97	15.20	20
E-2	0.60-1.50	26.80	16.99	ML	A-7-5	1.62	28.00	10.10

Fuente: elaboración propia

4.2.1.5. CALICATA KM 4+520; LADO IZQUIERDO

Entre el 0.00 al 1.50 m de profundidad, corresponde a un suelo grava con pocos porcentaje de arcillas simbolizado como un (GC) según la clasificación SUCS, de clastos subredondeados de color gris con tamaños de 2", y según la clasificación AASHTO compuesta de grava arenosa simbolizada como un (A-2-4), se tiene una humedad natural de 14.37%, y una densidad seca de 2.03 g/cm^3 con un óptimo contenido de humedad de 14.80% lo que nos indica que su capacidad de drenaje es aceptable, también se tiene un índice de plasticidad media de 8.04%, y un valor relativo de soporte (CBR) buena de 35%, **ver tabla 25.**

Tabla 25

<i>Resumen de la Calicata N° 05 Km 4+520 Lado Izquierdo</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR AI 95%
E-1	0.00-1.50	14.37	8.04	GC	A-2-4	2.03	14.80	35

Fuente: elaboración propia

4.2.1.6. CALICATA KM 5+600; LADO IZQUIERDO

Entre la profundidad de 0.00 m al 1.50 m corresponde al suelo en condiciones compactas, compuesto de suelos arena arcillosas simbolizado como un (SC) según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesta de arena arcilloso simbolizado como un (A-2-6), se tiene una humedad natural de 10.26% lo que indica que a esta profundidad no ay dificultades del nivel freático, y una densidad seca de 1.64 g/cm³ con un óptimo contenido de humedad de 19.00%, que señala que su capacidad de drenaje es de mala a aceptable, también se tiene un índice de plasticidad media del 13.20%, y un valor relativo de soporte (CBR) buena de 24%, como se muestra en la **tabla 26**.

Tabla 26

<i>Resumen de la Calicata N° 06 Km 5+6000 Lado Izquierdo</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR AI 95%
E-1	0.00-1.50	10.26	13.20	SC	A-2-6	1.65	19.00	24

Fuente: elaboración propia

4.2.1.7. CALICATA KM 6+600; LADO DERECHA

Entre el 0.00 al 1.50 m de profundidad, corresponde a suelos grava mal graduada a grava arcillosa simbolizado como un (GP-GC) de clastos subredondeados de color gris con tamaños de 3”según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesto de suelos grava arenosa simbolizado como un (A-2-4), se tiene una humedad natural de 10.36% que nos indica que no ay problema con el nivel freático a esta profundidad, también se tiene una densidad seca de 2.05 g/cm³, y un óptimo contenido de humedad de 15%, que nos señala que su capacidad de drenaje es aceptable, también se tiene un índice de plasticidad media de 9.27%, y un valor relativo de soporte buena de 31.60%, **ver tabla 27.**

Tabla 27

<i>Resumen de la Calicata N° 07 Km 6+600 Lado Derecha</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR AI 95%
E-1	0.00-1.50	10.36	9.27	GP-GC	A-2-4	2.05	15.00	31.60

Fuente: elaboración propia

4.2.1.8. CALICATA KM 7+600; LADO DERECHA

Entre el 0.00 al 0.150 m de profundidad, corresponde a un suelo grava mal graduada a grava arcillosa simbolizado como un (GP-GC) de clastos subredondeados de color gris con tamaños de 3”según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesto de grava arenosa simbolizado como un (A-2-4), se tiene una humedad natural de 10.23% lo que nos indica que a esta profundidad no ay problema con el nivel freático, también se tiene una densidad seca de 2.06 g/cm³ con contenido de humedad óptima de

10.65 %, que nos señala que su capacidad de drenaje es aceptable, con un índice de plasticidad baja con un 6.19%, y valor relativo de soporte (CBR) buena de 32.5%, ver **tabla 28**.

Tabla 28

<i>Resumen de la Calicata N° 08 Km 7+600 Lado Derecha</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR A1 95%
E-1	0.00-1.50	10.23	6.19	GP-GC	A-1-a	2.06	10.65	32.5

Fuente: elaboración propia

4.2.1.9. CALICATA KM 8+600; LADO DERECHA

Entre el 0.00 al 1.50 m de profundidad, corresponde a un suelo grava mal graduada a grava arcillosa simbolizado como un (GP-GC) de clastos subredondeados a redondeados de color gris con tamaños de 1” según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesto de suelos grava arenosa simbolizado como un (A-2-4), se tiene una humedad natural de 10.23% que nos señala que no ay problema con el nivel freático, se tiene también una densidad seca de 2.06 g/cm³ óptimo contenido de humedad de 10.90% que nos indica que su capacidad de drenaje es aceptable, también se tiene un índice de plasticidad baja de 7.90%, y un valor relativo de soporte (CBR) buena con un 32.5%, ver **tabla 29**.

Tabla 29

<i>Resumen de la Calicata N° 09 Km 8+600 Lado Derecha</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR A195%
E-1	0.00-1.50	10.23	7.90	GP-GC	A-1-a	2.06	10.90	32.5

Fuente: elaboración propia

4.2.1.10. CALICATA KM 9+000; LADO DERECHA

Entre el 0.00 al 1.50 m de profundidad, corresponde a un suelo grava mal graduada a grava arcillosa simbolizado como un (GP-GC) de clastos subredondeados de color gris pálido con tamaños de 2”según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesto de suelos grava y arenosa simbolizado como un (A-1-a). Se tiene un contenido de humedad natural de 10.23% que nos indica que a esta profundidad no ay problemas con el nivel freático, también se tiene una densidad seca de 2.05 g/cm³ con un óptimo contenido de humedad de 11% estos datos nos señala que su capacidad de drenaje es aceptable, también se tiene un índice de plasticidad baja de 5.77%, y valor relativo de soporte (CBR) buena de 32.50%, **ver tabla 30.**

Tabla 30

<i>Resumen de la Calicata N° 10 Km 9+000 Lado Derecha</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR A195%
E-1	0.00-1.50	10.23	5.77	GP-GC	A-1-a	2.05	11.00	32.50

Fuente: elaboración propia

4.2.1.11. CALICATA KM 10+000; LADO IZQUIERDO

Entre el 0.00 al 1.50 m de profundidad, corresponde a un suelo grava limosa a grava mal graduada simbolizada como un (GM-GP) de clastos subredondeados de color gris pálido con tamaños de 2” según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesto de suelos grava y arena simbolizado como un (A-1-a), se tiene una humedad natural de 7.54% que nos señala que a esta profundidad no ay problemas con el nivel freático, también se tiene una densidad seca de 2.05 g/cm³ con un óptimo contenido de humedad de 12.20%, estos datos nos indican que su capacidad de drenaje es aceptable, el índice de plasticidad es baja con un valor de 4.25%, y valor relativo de soporte (CBR) buena de 30.00%, **ver tabla 31.**

Tabla 31

<i>Resumen de la Calicata N° 11 Km 10+000 Lado Izquierdo</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR AI 95%
E-1	0.00-1.50	7.54	4.25	GM-GP	A-1-a	2.05	12.20	30.00

Fuente: elaboración propia

4.2.1.12. CALICATA KM 10+900; LADO DERECHA

Entre el 0.00 al 0.50 m de profundidad, corresponde a un suelo grava limosa a grava mal graduada simbolizada como un (GM-GP) de clastos subredondeados de color gris con tamaños de 2” según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesto de suelos grava y arena simbolizado como un (A-1-a), se tiene una humedad natural de 8.36%, también una densidad seca de 2.08 g/cm³ con un óptimo contenido de humedad de 9.8%, esto datos nos indican que su capacidad de drenaje es aceptable, y el

índice de plasticidad es baja (NP), también se tiene un valor relativo de soporte (CBR) buena de un 33.80%, **ver tabla 32.**

Desde 0.50 al 1.50 m se tiene la presencia de suelos arena arcillosa a arena limosa simbolizado como un (SC-SM) de color gris parduzco blanquecino según la clasificación SUCS, Y según la clasificación AASHTO compuesto de suelos arena simbolizado como un (A-1-b), se tiene una humedad natural 16.28%, a esta profundidad no ay problemas con el nivel freático, se tiene también una densidad seca de 1.99 g/cm³ con un óptimo contenido de humedad de 19.00%, estos datos nos señalan que su capacidad de drenaje es mala a aceptable, se tiene un índice de plasticidad baja de 3.74%, y un valor relativo de soporte regular de 14.00%, **ver tabla 32.**

Tabla 32

<i>Resumen de la Calicata N° 12 Km 10+900 Lado Derecha</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR AI 95%
E-1	0.00-0.50	8.36	NP	GM-GP	A-1-a	2.08	9.80	33.80
E-2	0.50-1.50	16.28	3.74	SC-SM	A-1-b	1.99	19.00	14.00

Fuente: elaboración propia

4.2.1.13. CALICATA KM 12+140; LADO IZQUIERDO

Entre el 0.00 al 1.00 m de profundidad, corresponde a un suelo grava limosa a grava mal graduada simbolizado como un (GM-GP) de clastos subredondeados de color gris con tamaños de 2” según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesto de suelos grava y arena simbolizado como un (A-1-a). Se tiene un contenido de humedad natural 6.46%, también se una densidad seca de 2.25 g/cm³ con un contenido

de humedad óptima de 6.70%, estos datos nos señalan que su capacidad de drenaje es aceptable, y el índice plasticidad es bajo con un 3.05%, también se tiene un valor relativo de soporte (CBR) buena de 39.00%, **ver tabla 33.**

Desde 1.00 al 1.50 m se tiene la presencia de suelos areno arcillosas simbolizado como un (SC) de color rojo parduzco de clastos angulosos según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesta de suelos arcillosos simbolizado como un (A-6), se tiene un contenido de humedad natural de 21.24, lo que nos señala que a esta profundidad ay que tener cuidado con el nivel freático, también se tiene una densidad seca de 1.85 g/cm³ con un contenido de humedad óptimo de 15.30%, estos datos nos indican que su capacidad de drenaje es de mala a aceptable, y con un índice de plasticidad media de 12.60%, y un valor relativo de soporte (CBR) regular de 12.00%, **ver tabla 33.**

Tabla 33

<i>Resumen de la Calicata N° 13 Km 12+140 Lado Izquierdo</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR Al 95%
E-1	0.00-1.00	6.46	3.05	GM-GP	A-1-a	2.25	6.70	39.00
E-2	1.00-1.50	21.24	12.60	SC	A-6	1.85	15.30	12.00

Fuente: elaboración propia

4.2.1.14. CALICATA KM 13+100; LADO DERECHO

Entre el 0.00 al 0.50 m de profundidad, corresponde al suelo grava limosa a grava mal graduada simbolizada como un (GM-GP) de clastos subredondeados de color gris con tamaños de 1” según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesta de grava y arena simbolizado como un (A-1-a), se tiene una humedad natural de 2.26%.,

también se tiene una densidad seca de 2.22 g/cm^3 con un contenido de humedad óptima de 7.05, estos datos nos señalan que su capacidad de drenaje es aceptable, el índice de plasticidad es bajo con 4.67%, y un valor relativo de soporte (CBR) muy buena de 76.20%, **ver tabla 34.**

Desde 0.50 al 1.50 m se tiene la presencia de un suelo arcilla orgánica simbolizado como un (OH) de color negro según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesta de suelos arcilloso simbolizado como un (A-8), se tiene una humedad natural saturada de 87.50%, se tiene también una densidad seca de 1.35 g/cm^3 con un contenido de humedad óptima de 40.30%, estos datos nos señalan que su capacidad de drenaje es mala, el índice plasticidad es de media con un valor de 13.68%, y el valor relativo de soporte (CBR) baja de 4.60%, **ver tabla 34.**

Tabla 34

<i>Resumen de la Calicata N° 14 Km 13+100 Lado Derecha</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR A195%
E-1	0.00-1.00	2.26	4.67	GM-GP	A-1-a	2.22	7.05	76.2
E-2	1.00-1.50	87.50	13.68	OH	A-8	1.35	40.30	4.60

Fuente: elaboración propia

4.2.1.15. CALICATA KM 14+400; LADO IZQUIERDO

Entre el 0.00 m al 1.50 m de profundidad, corresponde al suelo compuesto de grava mal graduada a grava arcillosa simbolizado como un (GP-GC) de clastos subredondeados de color gris con tamaños de 2” según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesto de suelos grava y arenosa simbolizado como un (A-1-a), se tiene

una humedad natural de 4.06%, a esta profundidad no ay problemas con el nivel freático, se tiene también una densidad seca de 2.23 g/cm³ con un contenido de humedad óptima de 7.10%, estos datos nos señalan que su capacidad de drenaje es aceptable, y el índice de plasticidad es de media con un valor de 8.19%, con un valor relativo de soporte (CBR) buena de 26.8%, **ver tabla 35.**

Tabla 35

<i>Resumen de la Calicata N° 15 Km 14+400 Lado Izquierdo</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR Al 95%
E-1	0.00-1.50	4.06	8.19	GP-GC	A-2-4	2.23	7.10	26.8

Fuente: elaboración propia

4.2.1.16. CALICATA KM 15+600; LADO IZQUIERDO

Entre el 0.00 al 1.20 m de profundidad, corresponde al suelo compuesto de grava mal graduada a grava arcillosa simbolizado como un (GP-GC) de clastos subredondeados de color gris con tamaños de 2” según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesto de suelos grava y arenosa simbolizado como un (A-2-4), se tiene una humedad natural de 6.13%, a esta profundidad no ay problema con el nivel freático, se tiene una densidad seca de 2.22 g/cm³ con un contenido de humedad óptima de 7.80%, que nos señala que su capacidad de drenaje es aceptable, se tiene también un índice de plasticidad bajo de 5.59%, y un valor relativo de soporte (CBR) buena de 19.02%, **ver tabla 36.**

Tabla 36

<i>Resumen de la Calicata N° 16 Km 15+600 Lado Izquierdo</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR A195%
E-1	0.00-1.50	6.13	5.59	GP-GC	A-2-4	2.22	7.80	19.02

Fuente: elaboración propia

4.2.1.17. CALICATA KM 16+860; LADO DERECHO

Entre el 0.00 al 1.10 m de profundidad, corresponde al suelo compuesto de grava mal graduada a grava arcillosa simbolizado como un (GP-GC) de clastos subredondeados de color gris con tamaños de 2”según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesto de suelos grava y arenosa simbolizado como un (A-2-4), se tiene una humedad natural de 1.49%, a esta profundidad no ay presencia del nivel freático, se tiene una densidad seca de 2.23 g/cm³ con un contenido de humedad óptima de 6.65%, estos datos nos señalan que su capacidad de drenaje es aceptable, también se tiene un índice de plasticidad bajo de 5.64%, y un valor relativo de Soporte (CBR) buena 29.00%, ver tabla 37.

Tabla 37

<i>Resumen de la Calicata N° 17 Km 16+860 Lado Derecha</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR A195%
E-1	0.00-1.50	1.49	5.64	GP-GC	A-1-a	2.23	6.65	29.00

Fuente: elaboración propia

4.2.1.18. CALICATA KM 17+920; LADO IZQUIERDO

Entre el 0.00 al 0.40 m de profundidad, corresponde al suelo compuesto de arena mal graduada a arena arcilloso simbolizado como un (SP-SC) con tamaños de 2” según la clasificación SUCS, y según la AASHTO compuesto de arena limosa simbolizado como un (A-2-4), se tiene un contenido de humedad natural de 11.77%, a esta profundidad no ay presencia del nivel freático, se tiene una densidad seca de 2.07 g/cm³ con un contenido de humedad óptima de 11.00%, estos datos nos indican que su capacidad drenaje es aceptable, también se tiene un índice de plasticidad media de 7.52%, y un valor relativo de soporte (CBR) buena de 28.50%, **ver tabla 38.**

Desde 0.40 al 1.50 m se tiene la presencia de suelos compuesto de limo de baja plasticidad simbolizado como un (ML) de color rojo pálido según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesta de suelos limosos simbolizado como un (A-4), se tiene un contenido de humedad natural de 15.23%, a esta profundidad no se aprecia el nivel freático, se tiene una densidad seca de 1.69 g/cm³ con un contenido de humedad óptima de 21.00%, estos datos nos señalan que su capacidad de drenaje es mala, también se tiene un índice de plasticidad media de 8.37%, y un valor relativo de soporte (CBR) regular de 10.80%, **ver tabla 38.**

Tabla 38

<i>Resumen de la Calicata N° 18 Km 17+920 Lado Izquierdo</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR A1 95%
E-1	0.00-0.40	11.77	7.52	SP-SC	A-2-4	2.074	11.00	28.50
E-2	0.40-1.50	15.23	8.37	ML	A-4	1.690	21.00	10.80

Fuente: elaboración propia

4.2.1.19. CALICATA KM 18+500; LADO IZQUIERDO

Desde 0.00 m al 1.50 m se tiene la presencia de suelos orgánicos de alta plasticidad simbolizado como un (OH) de color negro parduzco según la clasificación SUCS, y según AASHTO compuestos de suelo orgánico simbolizado como un (A-8), se tiene un contenido de humedad de 72.26%, a esta profundidad presencia del nivel freático es notorio, se tiene una densidad seca de 1.50 g/cm³ con un contenido de humedad óptima de 36.50%, estos datos nos señalan que su capacidad de drenaje es mala, también se tiene un índice de plasticidad alta de 22.45%, y un valor relativo de soporte (CBR) bajo de 4.50%, ver tabla 39.

Tabla 39

<i>Resumen de la Calicata N° 19 Km 18+500 Lado Izquierdo</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR Al 95%
E-1	0.00-1.50	72.26	22.45	OH	A-8	1.50	36.50	4.50

Fuente: elaboración propia

4.2.1.20. CALICATA KM 19+375; LADO DERECHA

Desde 0.00 m al 1.00 m se tiene la presencia de suelos arcillosas de baja plasticidad simbolizado como un (CL) de color blanca amarillenta de características semicompactas según la clasificación SUCS, y según la clasificación AASHTO compuesta de suelos arcillosos simbolizado como un (A-7-6), se tiene una humedad natural de 23.75%, a esta profundidad el nivel freático esta próximo, se tiene una densidad seca de 1.60 g/cm³ y un óptimo contenido de humedad de 22.70%, que nos indica que su capacidad de drenaje es

mala, se tiene un índice de plasticidad media de 18.65%, y un valor relativo de soporte (CBR) bajo de 7.60%, ver tabla 40.

Tabla 40

<i>Resumen de la Calicata N° 20 Km 19+375 Lado Derecha</i>								
ESTRATO	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VOLOR DE CBR Al 95%
E-1	0.00-1.50	23.75	18.65	CL	A-6	1.60	22.70	7.60

Fuente: elaboración propia

Finalmente se determinó que en los tramos del km 0+000 hasta km 3+600, km 12+140 hasta km 13+100 y km 16+860 hasta km 19+375 son inestable por la presencia de suelos orgánicos de alta plasticidad (OH), limos de alta plasticidad (MH), arcilla de alta plasticidad (CH), arcilla de baja plasticidad (CL), y limos de baja plasticidad (ML) según la clasificación SUCS y según en la clasificación AASHTO como (A-8), (A-7-5), (A-7-6), (A-6), (A-4), que tienen una capacidad de resistencia al esfuerzo cortante (CBR) menores al 12%. Y en los tramos km 3+600 hasta km 12+140 y km 13+100 hasta km 16+860 son estables, suelos clasificados según SUCS como una arena arcillosa (SC), arena mal graduada a arena arcillosa (SP-SC), arenan arcillosa a arena limosa (SC-SM), grava limosa a grava mal graduada (GM-GP), y grava mal graduada a grava arcillosa (GP-GC), y según la la clasificación AASHTO como (A-1-b), (A-2-6), (A-2-4), (A-1-a), que tiene una resistencia al esfuerzo cortante (CBR) mayores al 12%, como se muestra en la **tabla 41**.

Tabla 41 Resumen de Tramos en Condiciones Estable e Inestables

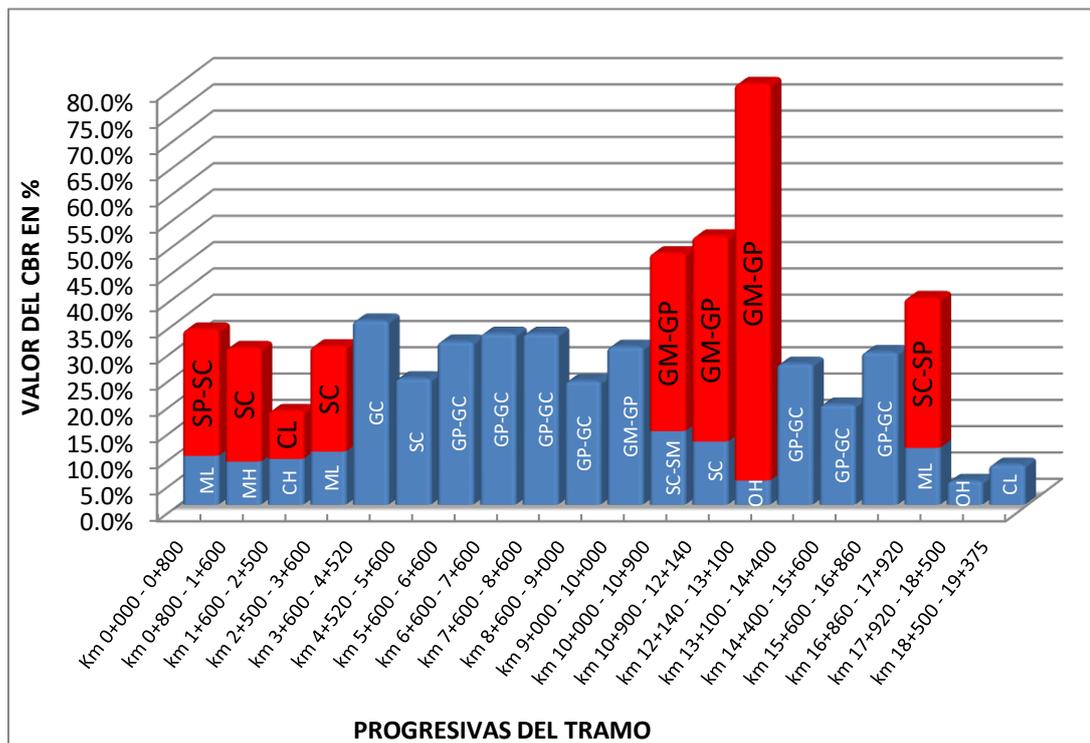
<i>Resumen de Tramos en Condiciones Estable e Inestables</i>							
Calicata	Progresiva (Km)	Profundidad (m)	Estrato	SUCS	AASHTO	CBR %	Condición
01	0+000-0+800	0.00-0.30	E-01	SP-SC	A-2-4	24.0	Inestable
		0.30-1.50	E-02	ML	A-4	9.30	
02	0+800-1+600	0.00-0.30	E-01	SC	A-2-6	21.6	Inestable
		0.30-1.50	E-02	MH	A-7-5	8.2	
03	1+600-2+500	0.00-1.00	E-01	CL	A-7-6	9.1	Inestable
		1.00-1.50	E-02	CH	A-7-6	8.7	
04	2+500-3+600	0.00-0.60	E-01	SC	A-2-6	20	Inestable
		0.60-1.50	E-02	ML	A-7-5	10.1	
05	3+600-4+520	0.00-1.50	Único	GC	A-2-4	35.0	Estable
06	4+520-5+600	0.00-1.50	Único	SC	A-2-6	24.0	Estable
07	5+600-6+600	0.00-1.50	Único	GP-GC	A-2-4	31.0	Estable
08	6+600-7+600	0.00-1.50	Único	GP-GC	A-1-a	32.5	Estable
09	7+600-8+600	0.00-1.50	Único	GP-GC	A-1-a	32.5	Estable
10	8+600-9+000	0.00-1.50	Único	GP-GC	A-1-a	23.5	Estable
11	9+000-10+000	0.00-1.50	Único	GM-GP	A-1-a	30.0	Estable
12	10+000-10+900	0.00-0.50	E-01	GM-GP	A-1-a	33.8	Estable
		0.50-1.50	E-02	SC-SM	A-1-b	14.0	
13	10+900-12+140	0.00-0.60	E-01	GM-GP	A-1-a	39.0	Estable
		0.60-1.50	E-02	SC	A-6	12.0	
14	12+140-13+100	0.00-0.50	E-01	GM-GP	A-1-a	76.2	Inestable
		0.50-1.50	E-02	OH	A-8	4.60	
15	13+100-14+400	0.00-1.50	Único	GP-GC	A-2-4	26.8	Estable
16	14+400-15+600	0.00-1.50	Único	GP-GC	A-2-4	19.0	Estable
17	15+600-16+860	0.00-1.50	Único	GP-GC	A-1-a	29.0	Estable
18	16+860-17+920	0.00-0.40	E-01	SC-SP	A-2-4	28.5	Inestable
		0.40-1.50	E-02	ML	A-4	10.8	
19	17+920-18+500	0.00-1.50	Único	OH	A-8	4.50	Inestable
20	18+500-19+375	0.00-1.50	Único	CL	A-6	7.60	Inestable

Fuente: Elaboración Propia.

La determinación si un suelo es bueno o de mala calidad en terreno de fundación es importante, si un valor de relación soporte california es menor al 12% este suelo es inadecuado y si tiene un valor mayor al 12 % este suelo es aceptable como terreno de fundación. En el grafico se observa que los suelos con clasificación limosa de baja plasticidad (ML), arcillas de baja plasticidad (CL), limo de alta plasticidad (MH), arcilla de alta plasticidad (CH), y suelo orgánico de alta plasticidad (OH), según la clasificación SUCS, tienen valores menores al 11% de su capacidad de soporte, como se muestra en el **gráfico 1**.

Grafico 1

Relación Soporte California (CBR) por Progresiva

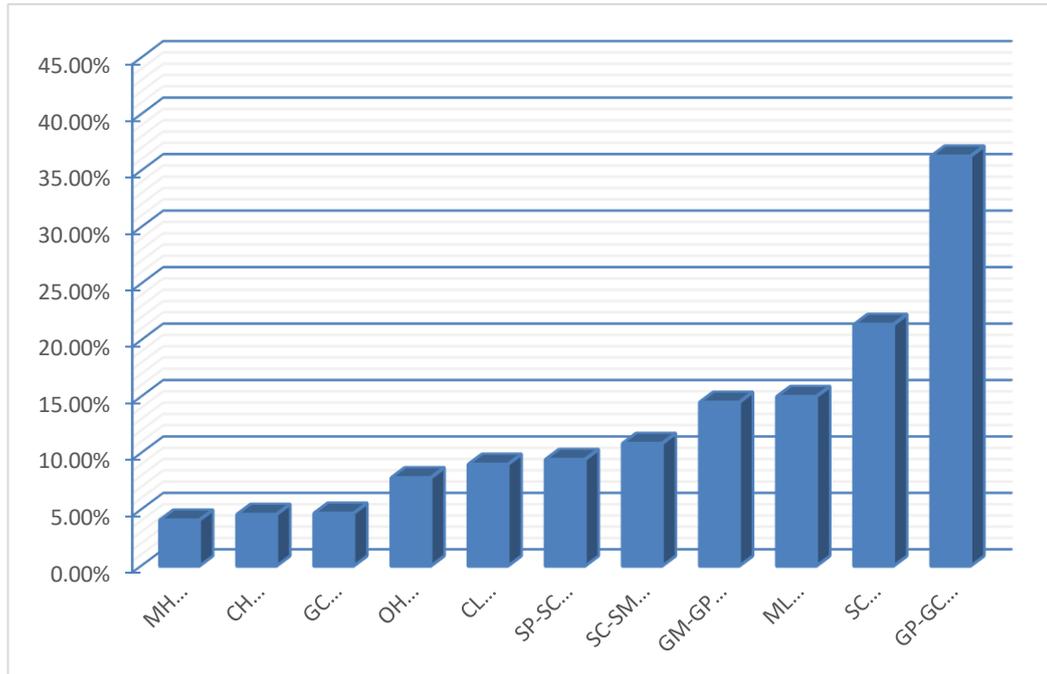


Fuente: Se muestra los valores de la resistencia al esfuerzo cortante de cada suelo, ver Anexo C 6.

Los tipos de suelos determinados en el terreno de fundación de la carretera Ayaviri – Purina, según la clasificación AASHTO y SUCS está compuesta en su mayoría de suelos compuestos de grava mal graduada a grava arcillosa y en su minoría de suelo limosa de alta plasticidad, como se muestra en el **grafico 2**.

Grafico 2

Porcentaje del Tipo de Suelos según AASHTO y SUCS



Nota. Se muestra el porcentaje de los diferentes tipos de suelos del Terreno de Fundación en todo el tramo de la carretera

4.2.2. TRAMOS DE MEJORAMIENTOS DE TERRENO FUNDACIÓN

La eliminación del terreno de fundación existente se dio debido a la presencia de suelos orgánicos de alta plasticidad (OH), limos de alta plasticidad (MH), arcilla de alta plasticidad (CH), arcilla de baja plasticidad (CL), y limos de baja plasticidad (ML) según la clasificación SUCS, con resistencia al esfuerzo cortante (CBR) menores al 12%.

4.2.2.1. KM 00+000 – 3+600 LD-LI, PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO 0.70

M DESDE LA COTA DE LA SUBRASANTE

En este tramo el suelo de fundación estaba compuesto de arcilla de alta plasticidad (CH), arcillas de baja plasticidad (CL), limos de baja plasticidad (ML), limos de alta plasticidad (MH), según la clasificación SUCS. Y según AASHTO compuestos de suelos arcilloso de alta y baja plasticidad (A-6, A-7-6,) y suelos limosos de alta y baja plasticidad (A-4, A-7-5). Con valor relativo de soporte (CBR) de entre 7.60% hasta 10.80%, lo que



le hacen inestables al terreno de fundación, para este tramo se requirió el reemplazo de materiales por otros, este remplazo se hizo en 3 capas sucesivas, de rocas en la parte inferior, de grava en la parte intermedia y de arena gruesa y grava fina en la parte superior para su funcionabilidad del tramo.

4.2.2.2. KM 12+140 – 13+100 LD-LI, PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO 0.70

M DESDE LA COTA DE LA SUBRASANTE

En este tramo el suelo de fundación estuvo compuesto de suelos orgánicos de alta plasticidad (OH) según la clasificación SUCS, Y según la clasificación AASHTO compuestos de suelos arcilloso de alta y baja plasticidad (A-8). Con un valor relativo de soporte (CBR) de 4.6%, lo que le hacen inestables al terreno de fundación, para este tramo se requirió el reemplazo de materiales por otros, este remplazo se hizo en 3 capas sucesivas, de rocas en la parte inferior, de grava en la parte intermedia y de arena gruesa y grava fina en la parte superior, para su funcionabilidad del tramo.

4.2.2.3. KM 16+860 – 19+375 LD-LI, PROFUNDIDAD DE MEJORAMIENTO 0.70

M DESDE LA COTA DE LA SUBRASANTE

En este tramo el terreno de fundación estuvo compuesto de suelos limosos de baja plasticidad (ML), suelos orgánicos de alta plasticidad (OH), y suelos arcillosos de baja plasticidad (CL) según la clasificación SUCS. Y según la clasificación AASHTO compuesta de suelos limosos (A-7-5), suelo orgánico (A-8), y suelos arcillosos (A-6). Con valor relativo de soporte (CBR) de entre 4.50% hasta 10.80% al 95%. Lo que le hacen inestables al terreno de fundación, para este tramo se requirió el reemplazo de materiales por otros, este remplazo se hizo en 3 capas sucesivas, de rocas en la parte inferior, de grava en la parte intermedia y de arena gruesa y grava fina en la parte superior, para su funcionabilidad del tramo.

4.3. CONDICIONES GEOTECNICAS DE LAS CANTERAS

4.3.1. CANTERA MALLIRI

El material se encuentra emplazado en la quebrada que es en forma longitudinal de Norte a Sur, en el Km 10+750 sobre el lado izquierdo y derecho de la vía, en la quebrada del río Malliri al lado Este de la ciudad de Ayaviri a una distancia de 12 Km de la misma ciudad. La explotación del material aprovechable está compuesto de suelos aluviales transportados y depositados en la quebrada, los depósitos se encuentran aguas arriba y aguas abajo del puente Malliri con una potencia de 50,000 m³; las formas de clastos son redondeados a subredondeados que varían desde tamaños de 4 pulgadas acompañado con materiales gravosos, arenosos y con pocos finos. La característica de los materiales de esta cantera es que tiene partículas de hasta 4 pulgadas de diámetro. La composición de esta cantera está conformada por rocas volcánicas, sedimentarias y metamórficas, de coloración gris, rojiza y azulada, de clastos resistentes, **ver figura 3 y figura 4.**

4.3.1.1. APLICACIÓN

De acuerdo a las evaluaciones de la aplicación y uso de este material se usó como material de relleno y para sub rasante en forma natural sin realizar tratamiento alguno. Para ser empleados para la sub base y base granular se requirió el zarandeo. Adicionalmente el material retenido en la zaranda, las partículas mayores de 2 pulgadas se trituro para incrementar en un 30% de este material triturado a la base granular.

Para la explotación de la cantera, en los bordes del río previamente se hizo un desbroce y eliminación en promedio de 0.30 m de coberturas superiores que estaban cubiertas de vegetación existente y materiales desfavorables y contaminados; en el lecho del río no se requirió eliminar coberturas ya que se encuentran limpios y listos para extraer.

Figura 3

Depósito de la Cantera Km 10+750 lado Izquierdo y Derecho



Nota. Depósito de la cantera Km 10+750 lado izquierdo y derecho, Compuesto de gravas limosas con clastos de 4”.

Figura 4

Depósito de la cantera Km 10+750 aguas arriba del puente Malliri



Nota. Se muestra un depósito aluvial compuesto de gravas limosas con clasto de 4”.



4.3.2. CANTERA HUAYLLANI KM 4+800 LI

El material se encuentra emplazado en la quebrada que es en forma longitudinal de Norte a Sur, en el Km 4+800 sobre el lado izquierdo de la vía, en la quebrada denominada Huayllani, al Este de la ciudad de Ayaviri a una distancia de 08 Km de la misma localidad. La explotación del material aprovechable está compuesto de suelos aluviales transportados y depositados en la quebrada, las formas de clastos son redondeados a subredondeados que varían desde tamaños de 3 pulgadas acompañado con material gravosos, arenosos y con pocos finos, con una potencia de 50,000 m³. Las características de los materiales de esta cantera es que tiene tamaños inferiores a 3 pulgadas, por lo que ya no requirió realizar un zarandeo para su utilización en los rellenos y subrasante, pero sin embargo si se realizó un zarandeado para el uso en la conformación de la sub base, **ver figura 5 y figura 6.**

4.3.2.1. APLICACIÓN

De acuerdo a las evaluaciones de la aplicación y uso de este material se usará como material de relleno, para subrasante y para la sub base. En el diseño de la sub base se tiene que mezclas con el hormigón de la cantera del Río Ayaviri, en las siguientes proporciones, 75% de ligante y 25% de hormigón.

Para la explotación de la cantera, previamente se requiere un desbroce y eliminación en promedio de 0.30 m de coberturas superiores que están cubiertas de vegetación existente y materiales desfavorables y contaminados.

Figura 5

Depósito de la Cantera Km 4+800 lado Izquierdo



Nota. Depósito de la cantera Km 4+800 lado izquierdo, compuesto de gravas limosas

Figura 6

Depósito de la Cantera Km 4+800



Nota. Material cubierto por suelos orgánicos que requieren el desbroce de suelos inadecuados

4.3.3. CANTERA RÍO AYAVIRI

Se encuentra ubicada en la cuenca del río Ayaviri al Oeste de la ciudad de Ayaviri a una distancia de 5.740 Km, en el cauce actual de la misma, es un material compuesto de

grava y arena limosa mal graduado, con clastos de origen aluvial, con partículas pétreas de rocas volcánicas de formas redondeadas, de color gris oscuro a gris parduzco blanquecino, con una potencia de 100,000 m³. El nivel freático se encuentra muy cerca a la superficie variando de acuerdo a las estaciones del año, pero es recomendable su extracción en épocas de estiaje, donde no existen corrientes de agua, como se muestra en la **figura 7 y figura 8**.

4.3.3.1. APLICACIÓN

Para ser empleados en la dosificación o diseño de la sub base, preparación de concreto, filtro para sub drenes, arenado para la imprimación. Para poder realizar su explotación en los bordes del lecho se debe realizar el desbroce de material de cobertura y orgánico en promedio de 0.40 m y en el cauce actual no requiere el desbroce porque ya aflora el material, en las calicatas efectuadas se aprecia los estratos de hormigón en deposición horizontal de 0.40 m de espesor de gravas y arenas limpias.

Figura 7

Cantera del río Ayaviri



Nota. Vista panorámica de la ubicación de la Cantera del río Ayaviri, Compuesto de gravas, arenas limosas de 1 ½", es un material granular para ser Empleados para elaboración de concreto y pavimentos.

Figura 8

Material Depositado por las Avenidas del Río Ayaviri



Nota. Material depositado por las avenidas del río Ayaviri, se aprecia grandes volúmenes de material de hormigón listos para la extracción.

4.3.4. PROPIEDADES FISICO MECÁNICAS DE LAS CANTERAS

La cantera Malliri tiene las siguientes características de clasificación: SUCS, grava mal graduada (GP-GM) y AASHTO como grava y arena (A-1-a). Presenta un índice de plasticidad de 1.80%, con densidad máxima seca de 2.17 g/cm^3 y con una humedad óptima de 7.80%, también se tiene un valor relativo de soporte (CBR) de 46.0%. Las gravas son resistentes dando como resultado en los ensayos de Abrasión un desgaste de 35.75%, el material es poco limpio con pasante de N° 200 de alrededor del 5.10%, **ver tabla 43.**

La cantera Huayllani tiene las siguientes características de clasificación: SUCS, grava y arena (GP-GM) y AASHTO con grava y arena (A-1-a). Presenta un índice de plasticidad de 4.18%, con densidad máxima seca de 2.21 g/cm^3 y con una humedad óptima de 8.60%, también se tiene un valor relativo de soporte (CBR) de 42.0%. Las gravas son moderadamente resistentes dando como resultado en los ensayos de Abrasión

un desgaste de 37.98%, el material es poco limpio con pasante de N° 200 de alrededor del 6.70%, ver tabla 43.

La cantera del Río Ayaviri tiene las siguientes características de clasificación: SUCS, arena mal graduada (SP) y AASHTO con arena (A-1-a). No presenta índice de plasticidad (NP), con densidad máxima seca de 2.21 g/cm³ y con una humedad óptima de 7.40%, también se tiene un valor relativo de soporte (CBR) de 43.0%. Las arenas son moderadamente resistentes dando como resultado en los ensayos de Abrasión un desgaste de 35.79%, el material es relativamente limpio con pasante de N° 200 de alrededor del 0.73%, ver tabla 42.

Tabla 42

<i>Propiedades Geomecánicas de las Canteras de la Carretera Ayaviri-Purina</i>							
CANTERA	ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%)	SUCS	AASHTO	MÁXIMA DENSIDAD SECA (g/cc)	ÓPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	VALOR DE CBR A1 95%	ABRASIÓN LOS ÁNGELES (%)
Malliri	1.80	GP-GM	A-1-a	2.17	7.8	46.0	35.75
Huayllani	4.18	GP-GM	A-1-a	2.21	8.60	42.0	37.98
Río Ayaviri	NP	SP	A-1-a	2.21	7.40	43.0	35.79

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)

4.4.MATERIAL PRÉSTAMO DE CANTERAS TRATADAS

4.4.1. DOSIFICACION DE BASE GRANULAR

Las características físicas mecánicas del diseño teórico de la capa de Base Granular, cuyo espesor de acuerdo al diseño de pavimentos flexibles es de 20 cm, se encuentran resumidas en los resultados de las pruebas realizadas en laboratorio de mecánica de suelos, de la mezcla de la canteras Malliri con un 70% zarandeado por la malla de 2" y

piedra chancada $\frac{3}{4}$ " con un 30%, en el que se verifica su cumplimiento con los requerimientos de calidad exigidas por las normas vigentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, como se muestra en la **tabla 43**.

Tabla 43

<i>Resultado del Diseño de la Base Granular Malliri 70% y Piedra Chancada 30%</i>			
Descripción	Resultado	Especificación	Observación
Especificación de Mezcla	Gradación. A	Gradación. A	Cumple
Índice Plástico	NP	2.00 % Máx	Cumple
Densidad Máxima Seca	2.17 gr/cc		
Humedad Óptima	8.50%		
Valor Relativo de Soporte CBR al 95%	64.00%		
Valor Relativo de Soporte CBR al 100%	86.50%	100.00 % Mín	Cumple
Equivalente de Arena	47.70%	45.00 % Mín	Cumple
2 o más caras fracturadas	58.51%	50.00% Mín	Cumple
1 cara fracturada	83.58%	80.00% Mín	Cumple
Partículas Chatas y Alargadas	10.55%	15.00 % Máx	Cumple
Durabilidad Sulfato de magnesio	7.10%	18.00 % Máx	Cumple
Sales solubles totales	0.19%	0.50 % Máx	Cumple
Abrasión "Los Ángeles"	33.56%	40.00 % Máx	Cumple

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)

4.4.2. DOSIFICACION DE SUB-BASE

Las características físicas mecánicas del diseño teórico de la capa de la sub base, cuyo espesor de acuerdo al diseño de pavimentos flexibles es de 20 cm, se encuentran resumidas en los resultados de las pruebas realizadas en laboratorio de mecánica de suelos, de la mezcla de las canteras Huayllani con un 75% zarandeado por la malla de 2" y cantera Río Ayaviri 25% en su estado natural, en el que se verifica su cumplimiento con

los requerimientos de calidad exigidas por las normas vigentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, ver tabla 44.

Tabla 44

<i>Resultado del Diseño de la Base Granular Malliri 70% y Piedra Chancada 30%</i>			
Descripción	Resultado	Especificación	Observación
Especificación de Mezcla	Gradación. A	Gradación. A	Cumple
Índice Plástico	NP	4.00 % Máx	Cumple
Densidad Máxima Seca	2.24 gr/cc		
Humedad Óptima	7.10%		
Valor Relativo de Soporte CBR al 95%	44.00%		
Valor Relativo de Soporte CBR al 100%	71.00%	40.00 % Mín	Cumple
Equivalente de Arena	47.20%	45.00 % Mín	Cumple
Partículas Chatas y Alargadas	11.89%	20.00 % Máx	Cumple
Sales solubles totales	0.16%	1.0 % Máx	Cumple
Abrasión "Los Ángeles"	35.44%	50.00 % Máx	Cumple

Fuente: (MTC, Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito, 2013)



V. CONCLUSIONES

Se determinó las formaciones litológicas del eje de la carretera Ayaviri – Purina que está constituido por rocas sedimentarias cuyas edades están comprendidas entre Paleozoico hasta Cenozoico, conformadas por la Formación Muni (Jski-m) que se encuentra en el tramos del Km 14+350 hasta Km 16+780, el Grupo Puno (P-pu) que está orientado en el tramos del Km 05+680 hasta Km 05+850, la Formación Azangaro (QP-a) se encuentra en los tramos del km 09+800 hasta Km 13+420 y Km 18+350 hasta Km 19+350, el Depósitos Aluviales (Q-al) esta constituidos en los tramos del Km 00+000 hasta Km 00+600, Km 03+350 hasta Km 05+680, Km 05+850 hasta Km 09+800, Km 13+420 hasta Km 14+350 y Km 16+780 hasta Km 18+350, el Depósito Fluvial (Q-fl) está orientado en los tramos del Km 00+600 hasta Km 03+350. También se determinaron los Sistemas Antrópico, Fluvial, Volcánico, con sus respectivos Unidades como Ríos, Terrazas, Altiplanicies, Montañas, Colinas, Pie de Montes. Como también la Falla Regional Urcos-Sicuani-Ayaviri con dirección NO-SE la cual no es notoria en la zona de estudio por que está cubierto por el cuaternario.

Con el estudio de suelos del terreno de fundación se logró clasificar once diferentes tipos de suelos con los ensayos realizados en laboratorio de mecánica de suelos. De esta manera se pudo identificar suelos con diferentes comportamientos físicos mecánicos como por ejemplo suelos entre los tramos del km 0+000 hasta km 3+600, km 12+140 hasta km 13+100 y km 16+860 hasta km 19+375, que son inestable por la presencia de suelos orgánicos de alta plasticidad (OH), limos de alta plasticidad (MH), arcilla de alta plasticidad (CH), arcilla de baja plasticidad (CL), y limos de baja plasticidad (ML) según la clasificación **SUCS**, y según **AASHTO** compuestos de suelos arcilloso de alta y baja plasticidad (A-6, A-7-6,) y suelos limosos de alta y baja plasticidad (A-4, A-7-5). Esto



debido a la baja resistencia de estos suelos llegando a registrarse según el ensayo de C.B.R. con menores al 12% al 95% de la máxima densidad seca. Las progresivas de los km 3+600 hasta km 12+140 y km 13+100 hasta km 16+860 son estables, suelos clasificados como arena arcillosa (SC), arena mal graduada a arena arcillosa (SP-SC), arena arcillosa a arena limosa (SC-SM), grava limosa a grava mal graduada (GM-GP), y grava mal graduada a grava arcillosa (GP-GC), y según la clasificación AASHTO como suelos arenoso limo arcillosa ((A-2-6) (A-2-4)) y suelos gravas ((A-1-b) (A-1-a)). Esto debido a una resistencia aceptable de estos suelos llegando a registrarse según el ensayo de C.B.R. con mayores o igual al 12% al 95% de la máxima densidad seca.

Se logró determinar las características físicas del material de las distintas canteras que tuvimos a bien mencionar en el estudio de investigación como la cantera Malliri ubicada en el Km 10+750 sobre el lado izquierdo y derecho de la vía, en la quebrada del Río Malliri al lado Este de la ciudad de Ayaviri a una distancia de 12 Km de la misma ciudad, la cantera Huayllani ubicada en el Km 4+800 sobre el lado izquierdo de la vía, en la quebrada denominada Huayllani, al Este de la ciudad de Ayaviri a una distancia de 08 Km de la misma localidad, la cantera Río Ayaviri ubicada al Oeste de la ciudad de Ayaviri a una distancia de 5.740 Km. Las mismas que se emplearon en los diferentes tramos para su estabilización y tratamiento de suelos en la construcción de la vía en construcción de la carretera Ayaviri – Purina.



VI. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda hacer Zanjas de Coronación en los diferentes taludes que tienen la carretera Ayaviri – Purina, para proteger de la saturación que pudiera poner en riesgo la estabilidad de los taludes así poder evitar desbroces y evitar los malestares de transitabilidad en la carretera Ayaviri – Purina.
2. Hacer ensayos de Penetración Dinámica Ligera (DPL) que permitirá conocer la resistencia del suelo que presentan los tramos conformados por suelos de diferentes estratos, ya que el ensayo de DPL es factible para hacer detalladamente la resistencia del suelo por su simplicidad y costos.



VII. BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (1993). *Guide for Design of Pavement Structures, American Association of State Highway and Transportation Officials*,. Washington.
- Acosta, H., & Carlotto, V. (2004). *Estratigrafía del Mesozoico y Paleogeno al Norte del Lago Titicaca*. Lima - Peru.
- Audebaud, E. (1973). *Presencia del Grupo Puno en la Cordillera Oriental del Sur del Perú*. Lima - Peru: INGEMMET.
- Bonilla, R. M. (2018). *Estudio Geológico y Geotécnico en el Mejoramiento de la Carretera dv. Alcas, Acobamba, Huayruro – Región Huánuco*. Huanuco, Perú.
- BRAJA, D. M. (2006). *FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNIA*. MEXICO.
- Caballero, M. G. (2001). *EL TERRENO "LIMITES DE ATTERBERG*. ESPAÑA - BARCELONA.
- Callata, A. J. (2017). *Mejoramiento y construcción de la infraestructura vial urbana de la urbanización Nuestra Señora del Carmen y el barrio Miraflores de la ciudad de Ilave, provincia de el Collao – Puno*. Puno, Peru.
- Carlotto, V., & Carlier, G. (2004). *Estratigrafía y Tectónica de la parte Sur de la Cuenca de Ayaviri*. Lima, Perú.
- De La Cruz, N. (1995). *Geología de los Cuadrángulos de velille, Yauri, Ayaviri Y Azángaro*. Lima, Purú.
- EG. (2013). *Manual de Carreteras Especificaciones Técnicas Generales para Construcción* . Lima, Perú.



- GERMAN, V. R. (1995). *DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS "2da Edicion*
Colegio de Ingenieros Del Peru. Lima - Peru.
- Gonzales, R. (2015). *Informe Final del Área de Geología Región Puno.* Puno, Perú.
- HUANCA, A. (1996). "*Mecánica de suelos*". *Editores - HB, segunda edición.* Lima -
Peru.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION. (1979). *Ensayo de apisonado de*
suelos por el método Proctor modificado: Norma española. UNE 7-365-79.
Barcelona - España.
- KARL TERZAGHI, R. B. (1973). *MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERA*
PRACTICA. ESPAÑA - BARCELONA: EL ATENE S.A.
- La Rosa, C., & Petersen, G. (1936). *Reconocimiento geológico de los yacimientos*
Petrolíferos del Departamento de Puno. Boletín del Cuerpo de Ingenieros de
Minas del Perú. Lima, Perú.
- Lopez, J. C. (1996). *Geología del cuadrángulo de Nuñoa.* Lima - Peru.
- MTC. (2013). *Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de*
Tránsito. Lima - Peru.
- MTC, M. D. (2016). *MANUAL DE ENSAYOS DE MATERIALES.* Lima - Peru.
- MTC/14, M. (2016). *Manual de Ensayos de Materiales.* Lima, Perú.
- NCh. (1852). *MECANICA DE SUELOS - DETERMINACION DE LA RAZON DE*
SOPORTE DE SUELOS COMPACTADOS EN LABORATORIO. SANTIAGO -
CHILE.



- Palacios, O. (1993). *Geología de la Cordillera Occidental y Altiplano al oeste del Lago Titicaca-Sur del Perú (Proyecto Integrado del Sur)*. INGEMMET, Boletín, Serie A. Lima, Perú.
- Rodriguez, r. (2013). *Evolución Geológica Oligo-Miocena*. Lima - Peru.
- Sandoval, E., & Rivera, W. (2019). *Correlación del CBR con la Resistencia a la Compresión Inconfinada*. Cali, Colombia.
- Valdivia , E., & Rodríguez , R. (2003). *Memoria Descriptiva de la Revisión y Actualización del Cuadrángulo de Lagunillas (32-U)*. Lima, Perú.
- Villalaz, C. C. (1980). *MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES "sistema unificada de clasificación de suelos (sucs)*. Monterrey.



ANEXOS