

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA Y
METALÚRGICA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA



**“EVALUACIÓN GEOLÓGICA - GEOTÉCNICA PARA EL
PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA AVENIDA
JALLIHUAYA - PUNO”**

TESIS

PRESENTADA POR:

CESAR QUISPE TITO

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO GEÓLOGO

PUNO – PERÚ

2016

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
PUNO**

FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA Y METALÚRGICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA

“EVALUACIÓN GEOLÓGICA - GEOTÉCNICA PARA EL PROCESO
CONSTRUCTIVO DE LA AVENIDA JALLIHUAYA - PUNO”

TESIS

PRESENTADA POR:
CESAR QUISPE TITO
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO GEÓLOGO

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE

MSc. ARIEL AQUINO PACHECO

PRIMER MIEMBRO

ING. JAIME RODRIGO MARTINEZ

SEGUNDO MIEMBRO

ING. JULIO ESCOBEDO ARIZACA

ASESOR DE TESIS

DR. ERASMO G. CARNERO CARNERO

DIRECTOR DE TESIS

DR. Y. ROLÁNDO APAZA CAMPOS

AREA

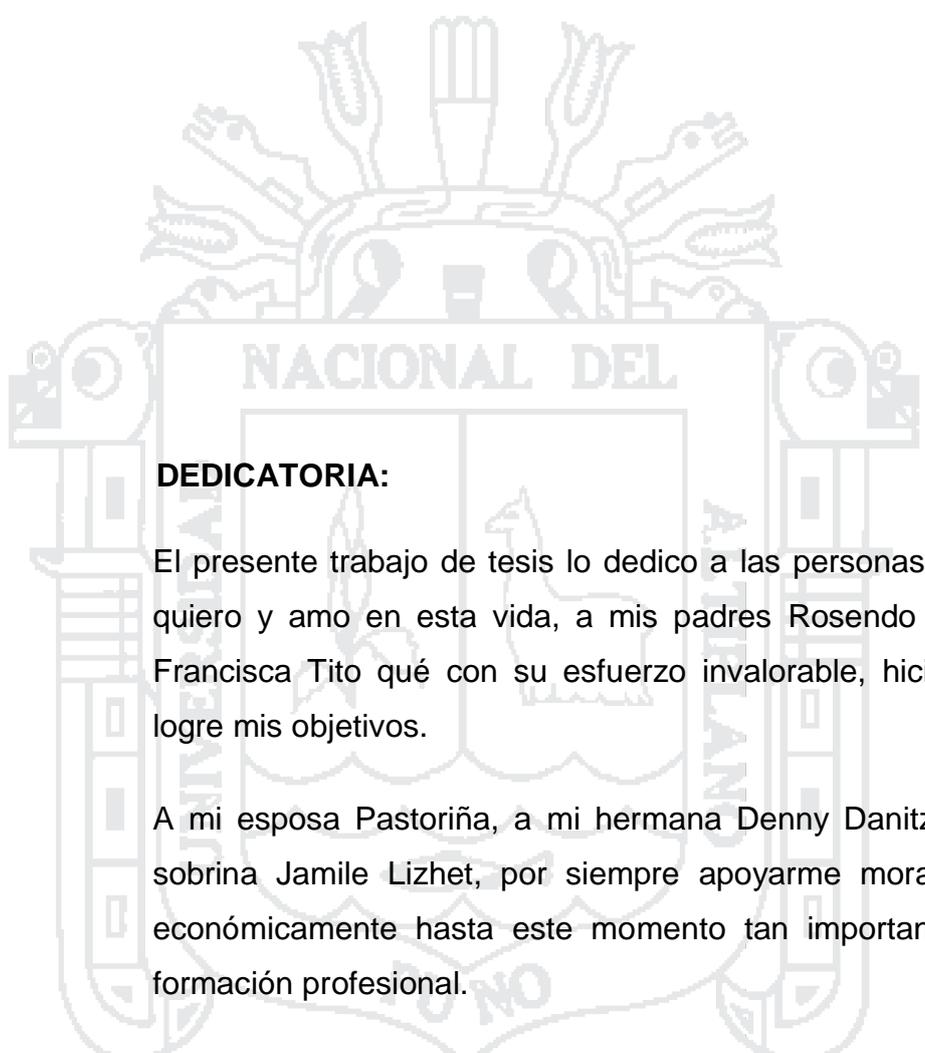
GEOTECNIA

TEMA

GEOLOGIA Y GEOTECNIA DE CARRETERAS

PUNO – PERÚ

2016



DEDICATORIA:

El presente trabajo de tesis lo dedico a las personas que más quiero y amo en esta vida, a mis padres Rosendo Quispe y Francisca Tito qué con su esfuerzo invaluable, hicieron que logre mis objetivos.

A mi esposa Pastoriña, a mi hermana Denny Danitza y a mi sobrina Jamile Lizhet, por siempre apoyarme moralmente y económicamente hasta este momento tan importante de mi formación profesional.

A todos mis hermanos (as); a mis sobrinos, (as), también en especial a mi sobrino Joulius Richardson por su constante apoyo.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por protegerme durante toda mi vida y darme fuerzas para superar obstáculos y dificultades en mi vida.

Agradezco de manera especial al Dr. Erasmo G. Carnero Carnero por su apoyo constante y darme ideas para realizar mi presente Trabajo de investigación.

También agradezco de manera muy especial al Ing. Miguel Mayta Ccopa por su importante aporte y apoyo durante la ejecución de esta tesis.

A mis hermanos (as) y sobrinos (as) quienes me brindaron su apoyo incondicional en el transcurso de mi carrera universitaria, por compartir momentos de alegría, tristeza y demostrarme siempre poder contar con ellos.

Agradezco también a los ingenieros de la carrera profesional de Ingeniería Geológica por apoyarme moralmente y brindarme todos sus conocimientos en mi enseñanza profesional.

Por último, agradezco a la Universidad Nacional del Altiplano Puno por darme la oportunidad de estudiar y ser un profesional.

INDICE

DEDICATORIA: I

AGRADECIMIENTO..... II

INDICE III

LISTA DE FIGURAS X

LISTA DE TABLAS XI

LISTA DE CUADROS XII

LISTA DE SÍMBOLOS..... XIII

RESUMEN XIV

ABSTRACT XV

CAPITULO I
INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 1

1.1.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA 3

1.1.1.1 Pregunta General 3

1.1.1.2 Preguntas Específicas..... 3

1.2 ANTECEDENTES..... 3

1.3 JUSTIFICACION 4

1.4 HIPÓTESIS..... 4

1.5 OBJETIVOS..... 5

1.5.1 OBJETIVO GENERAL..... 5

1.5.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS 5

1.6 METODOLOGÍA..... 5

1.6.1 I ETAPA..... 6

1.6.1.1 Recolección de Fuentes de Información 6

1.6.2 II ETAPA..... 6

1.6.2.1 Trabajos de Campo 6

1.6.3 III ETAPA..... 7

1.6.3.1 Trabajos en Laboratorio 7

1.6.4 IV ETAPA	10
1.6.4.1 Trabajos de Gabinete.....	10

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1 NIVEL FREÁTICO.....	14
2.1.1 DINÁMICA DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS	14
2.1.2 PROPIEDADES DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS.....	15
2.1.3 ASCENSIÓN CAPILAR.....	15
2.2 PRESIONES DE CARGA PERMISIBLE	16
2.3 FACTORES DE SEGURIDAD.....	18
2.3.1 CONFIABILIDAD	18
2.4 MECÁNICA DE SUELOS.....	18
2.4.1 SUB RASANTE	19
2.4.2 RASANTE.....	20
2.4.3 TERRAPLÉN.....	20
2.4.4 PEDRAPLEN.....	20
2.4.5 SUB BASE GRANULAR.....	21
2.4.6 BASE GRANULAR.....	21
2.4.7 CARPETA ASFÁLTICA	22
2.5. TIPOS DE CIMENTACIONES PARA PAVIMENTOS.....	23
2.5.1. TEORÍA DE LA CAPACIDAD DE TERZAGHI.....	23
2.6 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	25
2.7 ENSAYOS DE LABORATORIO	25
2.7.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO	26
2.7.2 LÍMITES DE ATTEMBER	26
2.7.2.2 Determinación del límite líquido	27
2.7.2.3 Cálculo del índice de plasticidad	28
2.7.3 HUMEDAD NATURAL.....	28
2.7.4 PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS	29
2.7.5 PESO VOLUMÉTRICO DE SUELO COHESIVO	30
2.7.6 PROCTOR MODIFICADO.....	32

2.7.7 RELACIÓN DE SOPORTE DE CALIFORNIA (CBR)	33
2.8 CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS, AASTHO)	39
2.8.1 SUELOS GRUESOS	40
2.8.2 SUELOS FINOS	41
2.9. CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS	43
2.9.1 PESO ESPECÍFICO Y ABSORCIÓN DE AGREGADOS GRUESOS MTC E 206	44
2.9.1.1 Objetivo	44
2.9.1.2 Aparatos	44
2.9.1.3 Preparación de la muestra	44
2.9.1.4 Procedimiento.....	45
2.9.2 ENSAYO ABRASIÓN LOS ANGELES.....	46
2.9.2.1 Objetivo	46
2.9.2.2 Procedimiento.....	47
2.9.3 ENSAYO DE MÓDULO DE RESILENCIA	47
2.9.4 DISEÑO ESTRUCTURAL	48

CAPITULO III

CARACTERÍSACION DEL AREA DE INVESTIGACIÓN

3.1 GENERALIDADES	50
3.2 UBICACIÓN	51
3.2.1. ACCESIBILIDAD	52
3.2.2 ÁREA DE INTERVENCIÓN.....	52
3.2.3 CLIMA.....	52
3.2.3.1 Precipitación.....	53
3.2.3.2 Temperatura	53
3.2.4. VEGETACIÓN	54
3.2.5. FISIOGRAFÍA.....	54
3.2.6 HIDROLOGÍA	55
3.2.6.1 Escorrentía Superficial	55
3.2.6.2 Lluvia de Diseño	56
3.3 TRAZO VIAL Y CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA	56

3.3.1 PLANTA.....	58
3.3.2 PERFIL LONGITUDINAL	59
3.3.3 SECCIONES TRANSVERSALES	59
3.4 GEOLOGÍA DEL ÁREA DE LA INVESTIGACIÓN	59
3.4.1 GEOLOGÍA REGIONAL.....	60
3.4.2 GEOLOGÍA LOCAL.....	60
3.4.2.1. Formación Ayabacas (K-ay)	61
3.4.2.2 Formación Vilquechico (Ks-vi).....	62
3.4.2.3 Formación Muñani (K-mñ).....	62
3.4.2.4 Grupo Puno (T-pu)	62
3.4.2.5 Grupo Tacaza (T-ta).....	63
3.4.2.6 Grupo Barroso (Tba-U).....	64
3.4.2.7 Depósitos Cuaternarios (Qr- col- al).....	64
3.4.3 HIDROGEOLOGÍA.....	66
3.4.3.1 Aguas Subterráneas.....	66
3.4.3.2 Manantiales	67
3.4.3.3 Bofedales.....	67
3.4.4 GEOMORFOLOGÍA	67
3.4.5 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL Y TECTÓNICA.....	68
3.4.5.1 Cizallamientos	68
3.4.5.2 Plegamientos.....	68
3.4.5.3. Diaclasamiento.....	69
3.5 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL AREA DE ESTUDIO.....	69
3.5.1 ENSAYOS EN LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	70
3.5.2 CALICATAS EN LA PLATAFORMA EXISTENTE	70
3.5.3 CALICATAS EN TERRENOS DE FUNDACIÓN	70
3.5.4 ENSAYOS EN LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS	70
3.5.5 CARACTERIZACIÓN DE SUELOS, MUESTREOS.....	71
3.5.5.1 Ubicación de Puntos de Muestreo.....	71
3.5.5.2 Perforación SPT	72
3.5.5.3 Muestreo.....	72
3.5.6 PERFIL ESTRATIGRAFICO DE LAS CALICATAS.....	74

3.5.7 SUELOS EXPANSIVOS.....	76
------------------------------	----

CAPITULO IV

EXPOSICIÓN Y DISCUSION DE RESULTADOS

4.1 EXPOSICIÓN DE MAPAS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS	78
4.1.1 EXPOSICIÓN GEOLÓGICA.....	78
4.1.2 EXPOSICIÓN DE PERFILES GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS	79
4.1.2.1 Perfil Geológico	79
4.1.2.2 Perfil Geotécnico	80
4.1.3 EXPOSICIÓN DE RESULTADOS EN SUELOS DE FUNDACIÓN	80
4.1.4 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DE FUENTES DE AGUAS.....	81
4.1.5 PARÁMETROS FÍSICOS DE SUELOS DE FUNDACIÓN	81
4.1.6 CAPACIDAD DE SOPORTE DEL TERRENO DE FUNDACIÓN	82
4.1.6.1 Cimentación del Terraplén	85
4.1.6.2 Mejoramiento de la Sub Rasante	85
4.1.6.3 Presencia de Agua en el Terreno de Cimentación.....	86
4.1.6.4 Conformación del Terraplén.....	86
4.1.6.5 Ensayos in Situ.....	86
4.1.6.6 Compactación.....	87
4.1.6.7 Determinación de la Densidad “in Situ”	87
4.1.6.8 Análisis de Asentamientos	88
4.1.6.9 Licuación de Suelos	88
4.2 ESTUDIO DE TRÁFICO	89
4.3 CÁLCULO DEL TRÁFICO DE DISEÑO	89
4.4 ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO	93
4.4.1 SUB BASE.....	93
4.4.2 BASE	94
4.4.3 CAPA DE RODADURA	94
4.4.4 EL NÚMERO ESTRUCTURAL.....	97
4.5 OBRAS DE ARTE	97
4.5.1 CUNETAS	98
4.5.2 FONDO DE LA CUNETA	98

4.5.3 CAUDAL DE DISEÑO	99
4.5.4 DESCRIPCIÓN DEL DRENAJE	100
4.5.4.1 Drenaje Superficial	101
4.5.4.2 Drenaje Subterráneo (sub drenes)	102
4.6 DETERMINACIÓN DE SECTORES DE MEJORAMIENTO	102
4.7 ESTUDIO DE CANTERAS.....	103
4.7.1 CANTERA DEL RIO CUTIMBO	104
4.7.2 CANTERA DE JALLIHUAYA.....	105
4.7.3 CANTERA SAN LUIS DE ALVA.....	106
4.7.4 DOSIFICACIÓN DE CANTERAS	107
4.7.5. MEZCLA DE DOS SUELOS.....	108
4.7.6 ATRIBUTOS PARA CANTERAS DE ROCA	109
4.7.7 DESCRIPCIÓN DE CANTERAS DE ROCA.....	111
4.7.7.1 Indices para Discontinuidades de Macizos Rocosos.	111
4.8 PAVIMENTO Y MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE	113
4.8.1 PAVIMENTOS	113
4.8.2 CAPAS GRANULARES Y DE RODADURA.....	114
4.8.2.1 Sub Rasante.....	114
4.8.2.2 Sub Base Granular	116
4.8.2.3 Base Granular	117
4.8.2.4 Capa de Rodadura (Carpeta Asfáltica)	118
4.8.3 SUSCEPTIBILIDAD AL CONGELAMIENTO.....	119
4.8.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES	119
4.8.5 PARAMETROS PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS	120
4.8.6 MÉTODOS DEL INSTITUTO DEL ASFALTO	121
4.8.6.1 Método AASHTO.....	122
4.9 DISEÑO DE MEZCLA ASFÁLTICA EN CALIENTE	123
4.9.1 CARACTERÍSTICAS Y COMPORTAMIENTO DE LA MEZCLA.....	123
4.9.1.1 Densidad	123
4.9.1.2 Vacíos de Aire	123
4.9.1.3 Vacíos en el Agregado Mineral.....	124
4.9.1.4 Contenido de Asfalto	124

4.9.2 PROPIEDADES CONSIDERADAS EN EL DISEÑO DE MEZCLAS	125
4.9.2.1 Estabilidad	125
4.9.2.2 Durabilidad	126
4.9.2.3 Impermeabilidad	127
4.9.2.4 Trabajabilidad	127
4.9.3 CONSIDERACIONES SOBRE AGREGADOS PÉTREOS	128
4.9.3.1 Flexibilidad.....	128
4.9.3.2 Resistencia a la Fatiga	128
4.9.3.3 Resistencia al Deslizamiento.....	129
4.9.4 METODO MARSHALL DE DISEÑO DE MEZCLAS.....	129
4.9.4.1 Preparacion para Efectuar los Procedimientos Marshall.....	130
4.9.4.2 Selecccion de las Muestras de Material.....	130
4.9.4.3 Preparacion del Agregado.....	130
4.9.4.4 Preparacion de las Muestras (Probetas)	131
4.9.4.5 Procedimiento de Ensayo Marshall	132
4.9.5 TEMPERATURA DEL MEZCLADO Y COMPACTACIÓN.....	134
4.9.6 DISEÑO DE MEZCLA ASFÁLTICA “ENSAYO MARSHALL”	135
4.9.7 ELABORACIÓN DE MUESTRAS MARSHALL PARA DIFERENTES NIVELES DE COMPACTACIÓN Y TEMPERATURA	135
4.9.7.1 Análisis de Resultados	135
CONCLUSIONES	137
RECOMENDACIONES	139
BIBLIOGRAFÍA	140
ANEXOS	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
ANEXO I: Planos	
ANEXO II: Registro de Calicatas	
ANEXO III: Ensayos de Laboratorio	
ANEXO IV: Panel Fotográfico	
ANEXO V: Densidades de Campo	
ANEXO VI: Ensayo de Penetración Standar	

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: Esquema de la posición de aguas subterráneas de la zona de evaluación geotécnica..... 15

FIGURA 2: Ideología de las aguas subterráneas de la zona de evaluación geotécnica (DAS, B. M. 1998)..... 16

FIGURA 3: Efecto de la carga en el terreno de fundación (Terzaghi 1943)..... 24

FIGURA 4: Esquema de las fases del suelo (Terzaghy 1959)..... 31

FIGURA 5: Lectura de presión sobre pistón (BOWLES.J.E. 1982)..... 37

FIGURA 6: Lectura de presión sobre pistón (BOWLES.J.E 1982)..... 38

FIGURA 7: Carta de plasticidad MTC (2000)..... 39

FIGURA 8: Comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas de la rueda..... 47

FIGURA 9: Comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas de la rueda..... 48

FIGURA 10: Ubicación del tramo Avenida – Jallihuaya..... 51

FIGURA 11: Distribución empírica de esfuerzos. Terzaghi K. (1959) 83

FIGURA 12: Consideraciones geotécnicas del terraplén..... 84

FIGURA 13: Factores en el comportamiento de los pavimentos flexibles..... 84

FIGURA 14: Sección típica de cuneta triangular. 99

FIGURA 15: Sección típica de cuneta revestida..... 99

FIGURA 16: Elementos físicos del drenaje superficial..... 102

FIGURA 17: Drenaje subterráneo con orificios perforados..... 102

FIGURA 18: Cantera Rio Cutimbo Compuesto de Gravas y Arenas. 105

FIGURA 19: Cantera Ligante Jallihuaya..... 106

FIGURA 20: Cantera de Roca San Luis de Alva. 107

FIGURA 21: Huso granulometrico para mezcla de suelos..... 109

FIGURA 22: Módulo de reacción de la sub rasante. Terzaghi (1959)..... 115

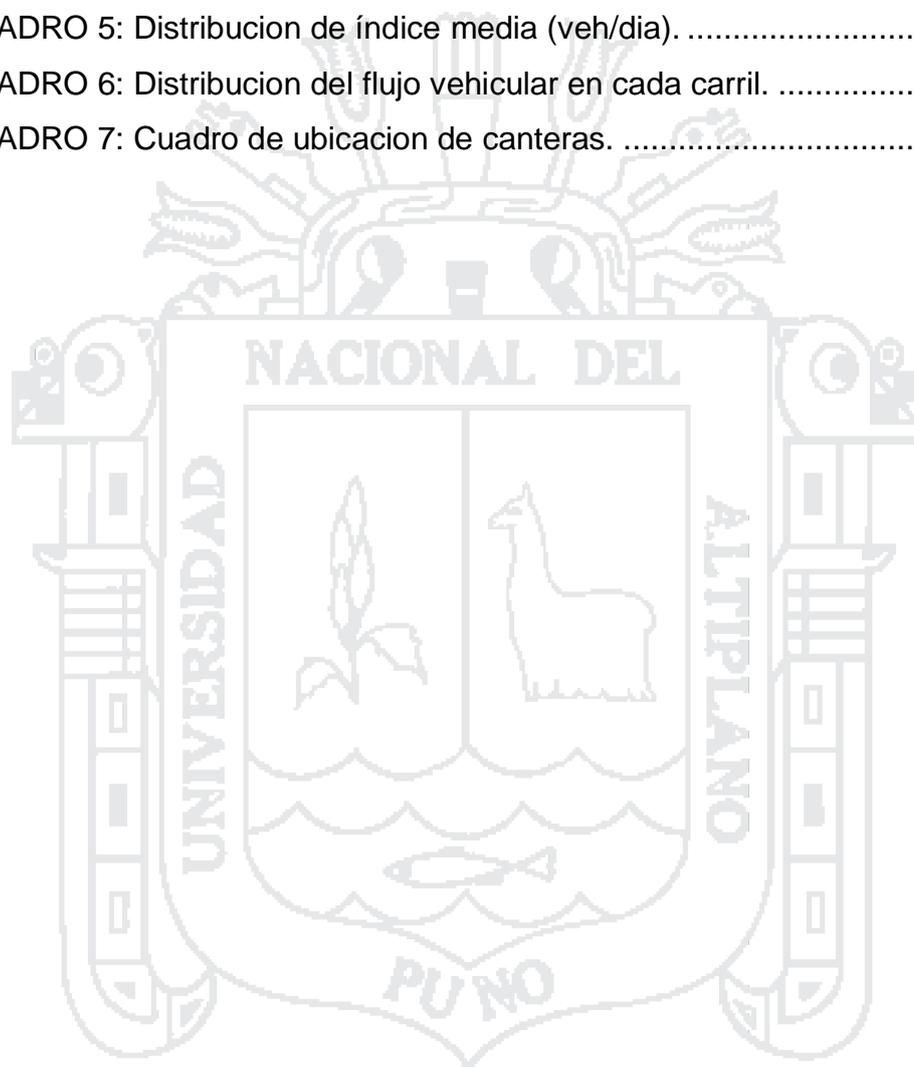
FIGURA 23: Estructura formada por capas. 120

LISTA DE TABLAS

TABLA 1: Capacidad portante de suelos (Terzaghi, 1959).....	17
TABLA 2: Ensayos de materiales de suelos (MTC. 2000)	25
TABLA 3 : Lectura de cargas para penetraciones (según MTC.2000).....	36
TABLA 4: Clasificación de suelos - sistema SUSC.....	40
TABLA 5 : Sistema de clasificación de suelos AASHTO.....	42
TABLA 6 : Composición y clasificación de rocas ígneas. Mantilla A. E. (2001)	43
TABLA 7: Determinación de los pesos específicos y absorción (MTC- E-206).....	45
TABLA 8 : Resistencia al desgaste abrasión los ángeles (MTC E-206).....	46
TABLA 9: Confiabilidad y desviación standar	48
TABLA 10 : Tiempo de diseño.....	49
TABLA 11: Determinación del aforo vehicular de la via.....	57
TABLA 12 : Husos granulometricos para sub base granular (ASTM D 1241).....	95
TABLA 13 : Ensayos para sub base granular (ASTM D 1241).	95
TABLA 14 : Husos granulometricos base granular (ASTM D 1241).	95
TABLA 15 : Requerimientos agregados grueso (ASTM D 1241)	96
TABLA 16 : requerimientos agregados finos.	96
TABLA 17 : Colores y tonos.	110
TABLA 18 : Resistencia de la roca. (ISRM).....	111
TABLA 19 : Características de los materiales granulares para sub base y bases.(MTC)	117
TABLA 20: Requerimientos de agregados para mezclas de bases (ASTM D 2940-74).....	118
TABLA 21 : Dimensiones y carga de vehiculos.	122

LISTA DE CUADROS

CUADRO 1 : Ensayos de materiales de suelos (MTC 2000).....	8
CUADRO 2: Obtención de muestras del terreno de fundación.....	71
CUADRO 3: Obtención de muestras del terreno de fundación.....	73
CUADRO 4: Valores de C.B.R de los suelos.	76
CUADRO 5: Distribucion de índice media (veh/día).	90
CUADRO 6: Distribucion del flujo vehicular en cada carril.	93
CUADRO 7: Cuadro de ubicacion de canteras.	107



LISTA DE SÍMBOLOS

AASHTO	: American asociación state highway and transportation officials.
ASTM	: American standards and testing materials.
CBR	: California Bearing ratio o Relación de Sopórte de California
CL	: Arcilla inorgánica de baja plasticidad.
DADM	: Deflexión admisible.
EG - 2013	: Especificaciones Técnicas Generales para construcción.
HUSO	: Zona comprendida entre dos curvas granulométricas, (según Especificaciones técnicas).
I P	: Índice de Plasticidad.
INGEMMET	Instituto Geológico Minero y Metalúrgico.
INV	: Instituto Nacional de Vías.
L L	: Límite Líquido.
L P	: Límite Plástico.
MTC	: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
MDS	: Máxima Densidad Seca.
NF	: Nivel Freático.
OCH	: Contenido de humedad óptima.
OL	: Limo inorgánico de baja plasticidad.
SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
SC	: Arena Arcillosa.
SM-SC	: Arena Limosa Arcillosa.
%	: Porcentaje de humedad.

RESUMEN

El presente trabajo se localiza en el centro poblado de Jallihuaya distrito de Puno, provincia de Puno; el objetivo fue realizar la evaluación geológica y geotécnica y los estudios de los materiales de canteras con ensayos de laboratorio de mecánica de suelos, para determinar si la nueva estructura es capaz de soportar grandes cargas de peso. La evaluación geológica - geotécnica de la zona es el primer paso para la buena construcción de la vía. Los suelos bajo la sub rasante de la vía, fueron identificados mediante calicatas; para la ubicación del puente se realizó el ensayo de penetración estándar (SPT). Las muestras fueron analizadas y ensayadas en laboratorio para conocer su capacidad de soporte de los suelos (C.B.R) y otros. Para la construcción del pavimento se logró la mejor calidad de suelos, que cumplen con los requisitos de las especificaciones técnicas del MTC; para la construcción de la estructura del pavimento, se analizó el suelo de fundación, donde se identificaron arcillas de mediana plasticidad (CL) inestables; en la progresiva: 0+000 a 1+750 el C.B.R. es de 5,6 %; de la progresiva 1+750 a 2+020 arenas arcillosas (SC) con C.B.R de 11.0 %; de la progresiva 2+020 a 3+000 arenas limosas arcillosas (SM-SC). La sub rasante se mejoró con enrocado de 1.50 m de espesor; para el terraplén se utilizó material granular de rocas volcánicas y para la estructura de la sub base granular, se realizaron diseños de mezclas de suelos de las siguientes canteras: ligante Jallihuaya (40%) y hormigón del río Cutimbo (60%). Para la estructura de la base granular se realizó el siguiente diseño de mezcla: piedra chancada (20%), cantera ligante jallihuaya (20%) y hormigón del río cutimbo (60%); para la carpeta asfáltica, se realizó el diseño de mezclas asfálticas en caliente, conformada por piedra chancada de 1/2" al 34%, arena chancada de 1/4" hasta 35%, arena natural de 3/8" hasta el 28.5% y filler (cal hidratada) 2.5% y como aglomerante (pen) 120/150 con 35 glns/m³. En la progresiva 1+760 se construirá un puente donde el suelo tiene una capacidad de carga de 0.8 kg/cm², y para el diseño de mezclas de concreto hidráulico resistencias de $f'c=280, 210 \text{ kg/cm}^2$.

Palabras clave: Base, Carpeta Asfáltica, Fundación, Sub Rasante, Sub Base, Terraplén.

ABSTRACT

The present work is located in the populated center of Jallihuaya, district of Puno, province of Puno. The aim of this thesis is perform the geological and geotechnical evaluation, and the studies of the materials of quarries with analysis of laboratory tests of soil mechanics; to determine if the new structure is capable of withstanding large loads of weight. The geological - geotechnical assessment of the area; is the first step for the good construction of the track, which were determined by direct methods That will give us as a result the quality control of the quarries.

The soils under the subgrade of the track have been identified by direct methods as potholes, and in the location of the bridge was performed standard penetration test (SPT). e analyzed and tested in the laboratory to know their soil support capacity (C.B.R), In the construction of the pavement, of soils comply with the requirements of the technical specifications (MTC). For the construction of the pavement structure, the foundation floor was first analyzed, where soils of medium plasticity clays (CL) were identified; In the progressives: 0 + 000 to 1 + 750 with C.B.R. 5-6%; And from the progressive 1 + 750 to 2 + 020 clay sands (SC) with C.B.R of 11.0 % ; And from the progressive 2 + 020 to 3 + 000. Clay silty sands (SM-SC), The sub-grade was improved with 1.50 m thickening; As for the structure of the embankment granular material of fractured volcanic rocks was used, and for the structure of the granular sub-base, designs of soil mixtures of the following quarries were made: Jallihuaya ligand (40%) and concrete of the Cutimbo river (60 %). For the structure of the granular base the following design of quarry mix was carried out: crushed stone (20%), jallihuaya binder quarry (20%) and concrete of the Cutimbo river (60%); For the asphalt binder, the design of hot asphalt mixtures was made from ½ "to 34% crushed stone, sand crushed from 1/4" to 35%, natural sand from 3/8 "to 28.5% and filler (Hydrated lime) 2.5% and as binder (pen) 120/150 with 35 glns / m³. 1 + 760, a bridge will be constructed where the floor has a load capacity of 0.8 kg / cm² and for the design of hydraulic concrete mixtures, f "c = 280, 210.

Key words: Base, Asphalt Folder, Foundation, Sub Rasante, Sub Base, Embankment.

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Una de las zonas de expansión urbana más importante en la ciudad de Puno es el centro poblado de Jallihuaya, que a partir del año 1980 se han venido constituyendo habilitaciones urbanas. Actualmente este centro poblado cuenta con los servicios básicos de agua, desagüe y electricidad, más aún no cuenta con el pavimentado de sus vías, en especial su principal vía de acceso de la av. Puno-Jallihuaya, el mismo que sirve de vínculo entre los pobladores de Jallihuaya con la ciudad de Puno.

El centro poblado de Jallihuaya actualmente es gobernado por la municipalidad provincial de Puno, según el INEI (Instituto Nacional de Estadística e Informática-Puno 2012) estima una población de 25,191 habitantes a una tasa de crecimiento poblacional de 1.3%; el cual sería la población directamente beneficiada.

El problema geotécnico importante que puede presentarse en esta vía y que es preciso considerar es la presencia de agua dentro del sub suelo, o bien cambios en el nivel freático producido por la elevación del nivel del lago titicaca. Los cambios en la saturación de agua en la sub rasante pueden causar

condiciones de desequilibrio que favorezcan la presencia de fallas como hundimientos, deslizamientos del relleno de terraplén u otro tipo de fallas.

En la zona del proyecto la topografía es casi horizontal, la vía transitara sobre suelos sedimentarios de origen fluvial y del lago Titicaca; actualmente existe la presencia de pequeñas lagunas, las cuales dificultarán la estabilización de la sub rasante.

Con el transcurso del tiempo, inicialmente la vía ha empezado a presentar hundimientos considerables, así como en los rellenos de la sub rasante y del conjunto estructural, estos daños se han ido acrecentando con el pasar del tiempo.

Un estudio geológico y geotécnico es el primer peldaño para la evaluación detallada para la buena construcción de la vía, la cual nos determinará el control de calidad de los agregados y materiales de cantera, que serán usados para la conformación del cuerpo del terraplén.

Con el transcurso del tiempo, inicialmente la vía ha empezado a presentar hundimientos considerables, así como en los rellenos de la sub rasante y del conjunto estructural, estos daños se han ido acrecentando con el pasar del tiempo.

En la actualidad existe una estructura de vía donde el asentamiento excesivo se presenta en el suelo de fundación, hay casos en que la estructura del pavimento genera una fuerza de empuje a la estructura superficial haciendo que ésta sufra también fallas estructurales, creando un impacto negativo en el tráfico vehicular.

La construcción se realizó sin tener en cuenta la capacidad portante del suelo y sin considerar el asentamiento que puede sufrir el suelo de fundación, presentándose posteriormente problemas de gran consideración.

1.1.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.1.1 Pregunta General

¿Las condiciones geológicas y geotécnicas serán favorables para la construcción de la vía en la av. Jallihuaya?

1.1.1.2 Preguntas Específicas

¿Qué terrenos constituyen la fundación?

¿Cuál es el orden de magnitud del espesor de los diversos terrenos?

¿Cuál es la naturaleza y la estructura de la roca basal?

¿Existe un manto freático o circulaciones locales privilegiadas?

¿Cuáles son las características geotécnicas que influyen en el cálculo de la capacidad de carga del terreno de fundación?

¿Las canteras tienen características geotécnicas adecuadas, que serán confiables para la conformación del terraplén?

1.2 ANTECEDENTES

La municipalidad provincial de Puno viene antecediendo las necesidades de infraestructura vial de centros poblados del departamento de Puno. La carretera en construcción servirá como vía de acceso a los pobladores del centro poblado de Jallihuaya, Aziruni y otras áreas de influencia, integrando poblaciones cercanas a la ribera del lago, permitiendo mejorar la calidad de vida.

El antecedente más reciente de trabajos desarrollados en este tramo de vía, se remonta a junio del año 2012 en que se iniciaron trabajos de mantenimiento de vías (afirmados).

Hoy en día el crecimiento vehicular viene aumentando notablemente debido a la importancia de su uso y se hace necesario la realización de un estudio

definitivo, que permita la construcción de una carretera asfaltada que brinde un adecuado flujo vehicular y transporte de personas.

El tramo carretero se encuentra como uno de los proyectos prioritarios de la municipalidad provincial de Puno, por lo que es su interés, así como de los gobiernos locales del área de influencia, la actualización del estudio de factibilidad y del estudio definitivo, a fin de obtener viabilidad del proyecto y su construcción para su uso.

1.3 JUSTIFICACION

Al realizar la construcción de nuevas vías, muchas veces no se toman en cuenta del estudio geológico ni mucho menos de la evaluación geotécnica del sector a trabajarse, razón que al poco tiempo de la culminación de las obras de pavimentación, éstas presentan diferentes tipos de fallas, sean por la presencia de aguas subterráneas, ubicación de suelos finos, etc.

Las vías de comunicación dentro de dos ciudades constituye un elemento de primer orden para el desarrollo de la vida y desarrollo socio económico de sus pobladores, la insuficiencia y ejecución de infraestructura, o la mala ejecución sin tener el suficiente conocimiento de la geología y la geotécnica en la ingeniería de carreteras repercute en la calidad de vida de la sociedad, de allí la importancia que merece prestar atención a temas de evaluación geológica-geotécnica para la ejecución de obras viales.

En consecuencia, el presente trabajo, está orientado a contribuir a la solución del problema actual de déficit de evaluaciones geológicas geotécnicas. Con un conocimiento de las características geológicas geotécnicas y estratigráficas de los suelos, se permitirá formular el proyecto de ejecución de obra, en función a los resultados.

1.4 HIPÓTESIS

Los diferentes tipos de suelos van a influir en la capacidad de carga admisible; si es baja, se tiene que realizar una estabilización en la sub rasante y en la

conformación del terraplén, para garantizar la estabilidad durante la vida útil de la vía.

1.5 OBJETIVOS

1.5.1 OBJETIVO GENERAL

1. Realizar la evaluación geológica-geotécnica para el proceso constructivo de la nueva vía de la av. Jallihuaya – Puno.

1.5.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

1. Realizar exploraciones geológicas con fines de conocer los tipos de materiales existentes dentro de la zona de evaluación.
2. Realizar exploraciones geotécnicas mediante calicatas y muestreo para su posterior análisis en el laboratorio de mecánica de suelos y pavimentos.
3. Determinar los parámetros geotécnicos de las canteras para conocer las características adecuadas para la conformación del terraplén de la vía a construirse.
4. Realizar ensayos in situ, como; CBR, cono de arena (suelos gruesos), con fines de conocer la capacidad de soporte del terreno de fundación.
5. Realizar ensayos en el laboratorio de suelos, rocas y aguas, con fin de conocer sus características físico-químicas.

1.6 METODOLOGÍA

La metodología a utilizar es de tipo aplicada que a partir de la formulación del problema nos permite conocer las características y relaciones, utilizando procedimientos de observación y comprobación, de tal manera que podamos obtener una síntesis teórica que nos lleve a formular la programación de la exploración geológica; es conveniente establecer una secuencia ordenada y bien planeada para realizar los estudios, lo cual se traduce en mayor rapidez, eficiencia y menor costo en los trabajos.

En la investigación del sitio se realizaron tres etapas: revisión bibliográfica, trabajos de campo y trabajos de gabinete, éstas etapas se desarrollaron en una secuencia adecuada con técnicas para un trabajo eficiente, con planes y rutas críticas en base en las condiciones geológicas del sitio y las mejores técnicas, que permitió evaluar la información y predecir los problemas geotécnicos. Cada etapa requiere de su ruta crítica, la cual fue desarrollada según los avances de los trabajos programados. La información geológica, los problemas geotécnicos específicos del sitio fueron amplia y claramente investigados.

1.6.1 I ETAPA

1.6.1.1 Recolección de Fuentes de Información

En esta etapa se revisaron y examinaron los diferentes niveles de información existentes sobre el tema, como:

a) Información cartográfica:

- Se tomó como base de estudios la carta geológica del cuadrángulo Puno, hoja 32-V a escala 1:100,000. del INGEMMET.
- Información de la tesis “evaluación geotécnica del terreno de fundación de las cimentaciones superficiales en las construcciones de la av. Costanera I y II etapa-Puno” (2012).
- Información de la tesis “parámetros geotécnicos en la construcción de la carretera transoceánica, tramo Huacochullo-Titiri progresiva: 95+500 al 97+700” (2003).

1.6.2 II ETAPA

1.6.2.1 Trabajos de Campo

- Consiste en la evaluación geológica geotécnica del terreno de fundación donde se emplaza la vía, a la vez dentro de esta etapa se realizaron evaluaciones geológicas geotécnicas de las diferentes canteras como

suelos, agregados, rocas y fuentes de agua para la ejecución de la obra.

Para este fin se utilizaron:

- Levantamiento topográfico con fines de estudio geotécnico (esc. 1/25,000.00)
- Reconocimiento geológico de la zona de estudio (esc. 1:25,000.00)
- Muestreos mediante exploraciones geotécnicas in situ y pruebas en laboratorio.
- Inventario y evaluaciones de canteras, fuentes de agua y depósitos de material excedente.

Para los ensayos en laboratorio de mecánica de suelos, a partir de la granulometría de los materiales de cantera, se procede a proporcionar la mezcla del material para la sub base y base granular. Para la conformación del terraplén es necesario contar con materiales apropiados de acuerdo a las normas de construcción del "MTC" y "EG – 2013", de modo que se realizaron diseños y ensayos de materiales para el terraplén, sub-base y base granular, ensayos para el control in situ de compactación (densidad de campo), cuyos resultados encontrados se presentan en los certificados en el anexo respectivo. De la misma forma para estabilizar la sub rasante, se verificó minuciosamente la cantera de rocas (Cantera san Luis de Alva,), se tomaron muestras las cuales fueron llevadas al laboratorio de mecánica de suelos y pavimentos donde se realizaron sus respectivas evaluaciones y análisis.

1.6.3 III ETAPA

1.6.3.1 Trabajos en Laboratorio

Consiste en los trabajos de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos de mecánica de rocas, asfaltos y concretos. Los trabajos de laboratorio de mecánica de suelos y mecánica de rocas, consisten en realizar ensayos de todas las muestras obtenidas de las canteras de suelos, rocas y agregados, asfaltos y concretos para la utilización en la conformación de la estructura de la

sub rasante, terraplén, sub base y base granular. Para trabajos de obras de arte se realizó el diseño de mezclas de concreto hidráulico con agregados de la cantera Cutimbo. Para la carpeta de rodadura se realizó el diseño de asfalto mediante la utilización del método Marshall. (Mezcla asfáltica en caliente). Los siguientes ensayos se realizaron en el laboratorio de mecánica de suelos:

CUADRO 1 : Ensayos de materiales de suelos (MTC 2000).

Ensayos para suelos del terreno de fundación		
- Contenido de humedad	MTC E 108	(ASTM-D-2216)
- Análisis granulométrico por tamizado	MTC E 107	(ASTM D 422)
- Determinación del limite líquido	MTC E 110	(ASTM D 423)
- Determinación del limite plástico	MTC E 111	(ASTM D 424)
- Det. Humedad-densidad (p. Modificado)	MTC E 115	(ASTM D1557)
- Ensayos de valor de soporte(CBR)	MTC E 132	(ASTM D 1883)
- Clasificación de SUCS		(ASTM D 2487)
- Clasificación AASHTO		(ASTM D 3282)

Ensayos de suelos de las canteras, para uso en la sub base, base		
- Análisis granulométrico por tamizado	MTC E 107	(ASTM D 422)
- Determinación del limite líquido	MTC E 110	(ASTM D 423)
- Determinación del limite plástico	MTC E 111	(ASTM D 424)
- Det. Humedad-densidad (p. Modificado)	MTC E 115	(ASTM D 1557)
- Ensayos de valor de soporte (CBR)	MTC E 132	(ASTM D 1883)
- Ensayo de equivalente de arena		(ASTM D 2419)
- Ensayo de durabilidad		(ASTM C 88)
- Ensayo de resistencia Abrasión los Angeles.		(ASTM C 131)
- Ensayo de chatas alargadas		(ASTM D 4791)
- Ensayo de caras fracturadas uno y dos		(ASTM D 5821)
- Clasificación SUCS		(ASTM D 2487)
- Clasificación AASTHO		(ASTM D 3282).

Ensayos de rocas de las canteras		
- Ensayo de Abrasión los Angeles en rocas agregados		(ASTM C 131)
- Ensayo de durabilidad en rocas y agregados		(ASTM C 88)
- Peso específico de las rocas y % de absorción		(ASTM C128)

Ensayos de materiales para asfaltos		
- Análisis granulométrico de piedra an.	MTC E 107	(ASTM D 422)
- Analisis granulométrico arena chancada	MTC E 107	(ASTM D 422)
- Analisis granulométrico arena natural	MTC E 107	(ASTM D 422)
- Analisis granulométrico de cal hidratada	MTC E 107	(ASTM D 422)
- Pesos unitarios de cal hidratada		(ASTM C 128)
- Pesos unitarios de arena natural		(ASTM C 128)
- Pesos unitarios de arena chancada		(ASTM C 128)
- Pesos unitarios de piedra chancada		(ASTM C 128)
- Gravedad especifica absorción de agregados		(ASTM C 128)
- Equivalente de arena		(ASTM D 2419)
- Granulometría del diseño	MTC E 107	(ASTM D 422)
- Partículas chatas y alargadas	MTC E 221	(ASTM D4791)
- Abrasión los Angeles		(ASTM C 131)
- Cara fracturadas	MTC E 221	(ASTM D 4791)
- Ensayo Marshall		(ASTM D 1559)
- Diseño de mezclas asfálticas	MTC E 107	(ASTM D 422)
- Prueba de extracción centrífuga		(ASTM D1559)

Ensayo de materiales para diseño de mezclas de concretos		
- Humedad superficial de agregado global	MTC E 108	(ASTM D 2216)
- Análisis granulométrico de agregado global	MTC E 107	(ASTM D 422)
- Análisis granulométrico de agregado fino	MTC E 107	(ASTM D 422)
- Análisis granulométrico de agregado grueso	MTC E 107	(ASTM D 422)
- Humedad natural de agregado fino	MTC E 108	(ASTM D 2216)
- Humedad natural de agregado grueso	MTC E 108	(ASTM D 2216)
- Peso unitario varillado del agregado fino		(ASTM C 128)
- Peso unitario varillado del agregado grueso		(ASTM C 128)
- Peso unitario suelto del agregado fino		(ASTM C 128)
- Peso unitario suelto del agregado grueso		(ASTM C 128)
- Peso especifico y absorción del agregado fino		(ASTM C 128)
- Peso especifico y absorción del agregado grueso		(ASTM C 128)
- Ensayo de durabilidad		(ASTM C 88)
- Ensayo de resistencia Abrasión los Angeles en agregados		(ASTM C 131).

1.6.4 IV ETAPA

1.6.4.1 Trabajos de Gabinete

Apartir de los resultados de laboratorio y los ensayos de campo, se procedió a realizar los cálculos respectivos y la interpretación de los parámetros geológicos-geotécnicos; así mismo, los diseños de mezclas de concreto y asfalto y diseño de mezcla de suelos para sub-base y base granular.

Dentro de esta etapa también se consideró realizar:

- Análisis e interpretación del mapeo geológico, geomorfológico local a escala 1:25,000.
- Elaboración de perfiles geológicos para el análisis e interpretación, con fin de determinar las características geotécnicas de la zona de estudio.
- Correlación litológica de logeo de excavaciones, a fin de determinar las variaciones laterales de los sedimento de la zona de estudio.
- Procesamiento de ensayos de laboratorio, con el objeto de determinar las características geotécnicas de los suelos.
- Análisis e interpretación de la prueba de los ensayos de laboratorio, para determinar los parámetros geotécnicos.
- Análisis y cálculo de volúmenes de canteras o reservas, fuentes de aguas y depósitos de material excedente (DME).
- Redacción y tipeo del informe final.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

Desde la antigüedad, la construcción de vías de comunicación ha sido uno de los primeros signos de civilización avanzada. Cuando las ciudades de las primeras civilizaciones empezaron a aumentar de tamaño y densidad de población, la comunicación con otras regiones se tornó necesaria para hacer llegar suministros alimenticios o transportarlos a otros consumidores.

Según RUIZ V.M. & GONSALEZ H.S. (2002), la geotécnica es una disciplina tecnocientífica que agrupa a la geología, mecánica de suelos y mecánica de rocas, relacionadas con las obras civiles. De esta forma, la geología aplicada a la ingeniería civil es aquella parte de la geotécnica que utiliza los conocimientos geológicos en la resolución de los problemas prácticos de ingeniería. Esta área requiere del apoyo conjunto de ingenieros geólogos e ingenieros civiles en la construcción de obras. Para obtener resultados satisfactorios y para que exista una buena comunicación entre ambos, el geólogo debe tener conocimientos de mecánica de suelos, mecánica de rocas y de los fundamentos de la ingeniería civil; por su parte, el ingeniero civil debe conocer los elementos de la geología física.

De otro lado, la evaluación geotécnica implicará el uso de diferentes técnicas y métodos de análisis, cálculos y resultados como: exploraciones de calicatas, ensayos de suelos y rocas en laboratorio, pruebas in situ e interpretación de

resultados, con la ayuda de imágenes satélite, estudio geológico detallado, geomorfológico, estructural, interpretaciones de prospecciones geofísicas, análisis físico-químico de muestras de agua, etc.

VIVAR R.G. (1995), argumenta que un pavimento es un elemento estructural mono-capa o multicapa, apoyado en toda su superficie, diseñado y construido para soportar cargas estáticas y/o móviles durante un periodo de tiempo predeterminado, durante el que necesariamente deberá recibir algún tipo de tratamiento tendiente a prolongar su “vida de servicio”. Está formado por una o varias capas de espesores y calidades diferentes que se colocan sobre el terreno preparado para soportarlo, tiene por su función más importante el proporcionar una superficie resistente al desgaste y suave al deslizamiento; y un cuerpo estable y permanente bajo la acción de las cargas.

El autor indica que los ensayos de laboratorio sobre cada tipo de material deberán ser reflejo de las condiciones a las que estarán sometidas durante su vida de servicio. Así, la resistencia de los suelos de sub-rasante, sub-base y base en un pavimento flexible queda mejor caracterizada con el ensayo CBR, mientras que un ensayo de placa para la determinación del módulo “k” de reacción de la sub-rasante, caracteriza mejor las sollicitaciones a las que estará sometido una sub-rasante o sub-base debajo de un pavimento rígido.

TERZAGHI K. (1959), establece que la mecánica de suelos fue reconocida como una disciplina principal de la ingeniería civil; este término y el de geología aplicada a la ingeniería, fueron introducidos en su libro pionero “erdbaumechanickauf bodenphysikalischer grundlage” publicado en 1925. El reconocimiento internacional de esta disciplina se logró con la primera conferencia internacional de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones, llevada a cabo en la universidad de Harvard en junio de 1936.

Un hito principal en la mecánica de suelos fue la publicación en 1943 del libro “theoretical soil mechanics” de Terzaghi, el que hasta ahora permanece como una importante referencia. Este libro fue seguido por “soil mechanics in

engineering practice” de Terzaghi y Peck en 1948, y por trabajos posteriores de otros investigadores.

DAS.B. M. (2012), indica que el diseño de estructuras requiere conocimientos como: las propiedades geotécnicas del suelo, tales como la granulometría, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia al cortante, pueden determinarse mediante pruebas apropiadas de laboratorio. Recientemente se ha puesto énfasis en la determinación in situ de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, debido a que así se evita la perturbación de las muestras durante la exploración de campo. Sin embargo, bajo ciertas circunstancias, no todos los parámetros necesarios pueden determinarse o están determinados, debido a motivos económicos o de otra índole. En tales casos, el ingeniero debe formular ciertas hipótesis respecto a las propiedades del suelo. Para estimar la exactitud de los parámetros del suelo sin importar si fueron determinados en el laboratorio y en el campo o si fueron supuestos; el ingeniero debe tener un buen entendimiento de los principios básicos de la mecánica de suelos. Así mismo, debe ser consciente de que los depósitos de suelo natural sobre los que se construyen las cimentaciones, no son homogéneos en la mayor parte de los casos. En consecuencia, el ingeniero debe tener un conocimiento pleno de la geología de la zona, es decir, del origen y naturaleza de la estratificación del suelo, así como de las condiciones del agua del subsuelo.

DEL AGUILA R.P. (1998), indica que en las zonas de altura la construcción de pavimentos está sujeta durante el año a dos estaciones marcadamente definidas, la estación lluviosa o verano y la estación fría o invierno. La estación de lluvias suele presentarse entre los meses de noviembre y abril, llegando a acumularse una precipitación media mensual entre 400 y 600 mm, en los meses de mayor incidencia, la precipitación media anual característica suele estar entre 500 y 1500 mm. Entre los meses de junio y setiembre se produce la estación invernal o de “heladas”, en donde se producen temperaturas mínimas absolutas de hasta -20°C por las madrugadas, mientras que durante el día la temperatura ambiente media se eleva hasta los 20°C ; el gradiente térmico, que

es la diferencia entre la temperatura más alta y la más baja que se produce al interior de una capa asfáltica, en un determinado intervalo de tiempo, llega hasta los 60°C en 8 horas. La radiación solar en las zonas de altura tiene una intensidad 4 a 5 veces mayor que la correspondiente al litoral.

2.1 NIVEL FREÁTICO

Las aguas subterráneas son parte del programa de esta evaluación geotécnica. El nivel freático también se conoce como capa freática, manto freático, napa freática.

Las aguas subterráneas en la zona de estudio son las que se encuentran bajo la superficie del terreno o dentro de los poros de suelos o fracturas de las rocas. generalmente el agua llega sólo a cierto nivel. La parte superior de la zona saturada se llama nivel freático; por encima de él, las partículas de tierra no poseen más que una delgada película de agua y los poros están llenos de aire. la profundidad a la que se encuentra el nivel freático en la zona de evaluación es de 0.40m a 0.50 m aproximadamente de profundidad a partir de la rasante (trocha).

Debe cuidarse de no llevar el nivel de la sub rasante por debajo del nivel freático, siempre que esto sea posible, puesto que se pueden ocasionar inundaciones que dificulten o imposibiliten el trabajo y sea necesario impermeabilizar la parte subterránea. Por otro lado la estructura situada por debajo del nivel freático está sometida a una subpresión, la cual, si la estructura del pavimento es débil, puede provocar el colapso.

2.1.1 DINÁMICA DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS

El nivel freático no es una superficie plana ni horizontal, trata de seguir la forma del relieve aunque en forma mucho menos pronunciada. Debido a ello el agua freática está muy comúnmente en movimiento, bajo el nivel freático, en la zona de estudio, fluye el agua lentamente hacia las partes bajas de la micro cuenca del lago Titicaca.

La dinámica o el movimiento de las aguas del sub suelo de la zona de evaluación se encuentran sin movimiento horizontal, por la misma razón que se encuentra en una topografía casi horizontal de la micro cuenca, o geofoma de la zona, (figura 1).

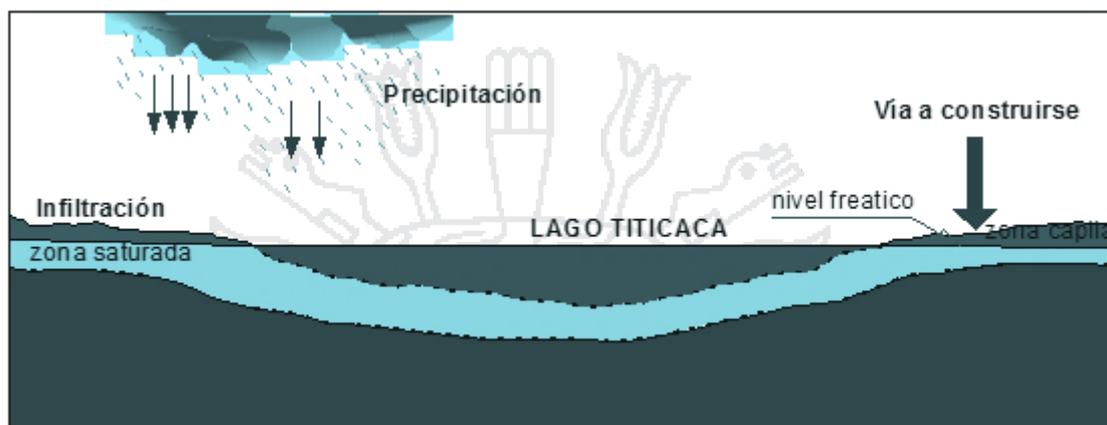


FIGURA 1: Esquema de la posición de aguas subterráneas de la zona de evaluación geotécnica.

2.1.2 PROPIEDADES DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS

Las aguas subterráneas gozan por lo general de una constancia de temperatura sometidas a las evaporaciones, intercambios térmicos con el aire exterior y el terreno de superficie, radiación solar, etc.

La temperatura de estas aguas subterráneas que se ubican a lo largo de la evaluación, tienen un promedio de aproximadamente -2°C en una profundidad bajo el suelo de 0.50 m.

2.1.3 ASCENSIÓN CAPILAR

Los continuos espacios vacíos del suelo pueden comportarse en conjunto como tubos capilares con secciones transversales diferentes. Los vacíos continuos del suelo se comunican entre sí en toda dirección, constituyendo un enrejado de vacíos.

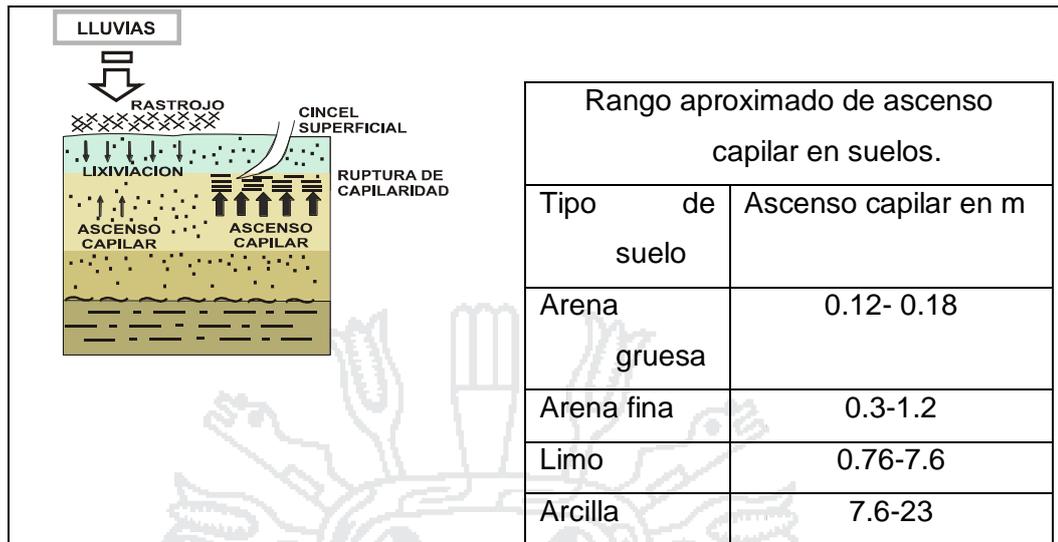


FIGURA 2: Ideología de las aguas subterráneas de la zona de evaluación geotécnica (DAS, B. M. 1998).

2.2 PRESIONES DE CARGA PERMISIBLE

Hacer una construcción vial requiere necesariamente del conocimiento geotécnico del terreno de cimentación, con el fin de determinar cuáles serán las deformaciones y riesgos de falla que pudiera presentar y cuál será la cimentación que más se ajuste a las condiciones del terreno. Aunque la investigación de las deformaciones y riesgos de falla es del dominio del especialista en mecánica de suelos, la participación del geólogo es primera que la de cualquier otro profesional, al conocer mejor que ninguno el proceso de formación del terreno de cimentación y la evolución histórica del mismo. Su opinión es de gran valía.

La sub rasante es la parte que soporta a la estructura vial y se considera como la transición o la liga entre el suelo y/o la estructura subyacente. Sus características de diseño dependen de la estructura por construir, de las propiedades mecánicas del material del sitio y aun de factores de tipo económico.

Capacidad portante: es la presión que se puede ejercer sobre el terreno sin peligro alguno.

- **Capacidad de carga:** máxima permitida para lo cual fue diseñado la estructura de la vía.
- **Carga admisible:** carga que induce la máxima fatiga admisible en una sección crítica de un miembro estructural.
- **Presión admisible del terreno:** es la presión máxima admisible por un terreno que proporciona la seguridad necesaria para evitar la ruptura de la masa de terreno; esta presión se obtiene aplicando un coeficiente de seguridad, impuesto por las normas de edificación, a la carga de rotura del terreno.

La determinación de este parámetro se realiza mediante el correspondiente ensayo normalizado MTC-E-132 (ASTM D-1883) y que consiste en un procedimiento conjunto de hinchamiento y penetración. se ha establecido una tabla de resistencias para las distintas clases de terrenos o suelos, la cual puede servir de guía al constructor:

TABLA 1: Capacidad portante de suelos (Terzaghi, 1959).

Tipo de suelo	Capacidad portante (kg/cm ²)
Roca dura	20 – 50
Roca blanda	7 – 25
Gravilla	5 - 7
Avena de cantos vivos	4 – 5
Arena fina	2 – 3
Arena movediza	0 – 3
Limo	2 –3
Arcilla húmeda	0.5 – 1
Húmeda	2 – 3
Fango	0

2.3 FACTORES DE SEGURIDAD

Los factores de seguridad mínimos para la estructura del pavimento:

- a) para cargas estáticas: 3,0.
- b) para sollicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2,5.

Si se tiene que evitar una falla estructural, las cargas de una estructura que son capaz de soportar, deben ser mayores que las cargas a las que se va a someter cuando este en servicio. Como la resistencia es la capacidad de una estructura para resistir cargas, el criterio anterior se puede replantear indicando que la resistencia real de una estructura debe ser mayor que la resistencia requerida.

2.3.1 CONFIABILIDAD

La confiabilidad, son factores de seguridad o parámetros estadísticos, con el objetivo de cumplir con el nivel de confianza; se requiere al nivel de probabilidad que tiene una estructura de pavimento diseñada para durar a través del análisis. La confiabilidad del diseño toma en cuenta las posibles variaciones de tráfico previsto, así como en las variaciones del modelo de comportamiento AASHTO, proporcionando un nivel de confiabilidad que asegure que las secciones del pavimento duren el periodo para el cual fueron diseñadas.

2.4 MECÁNICA DE SUELOS

La mecánica de suelos es una disciplina de la ingeniería que tiene por objeto el estudio de una serie de métodos que conducen, directa o indirectamente, al conocimiento del suelo en los diferentes terrenos sobre los cuales se van a erigir estructuras de índole variable. Al ingeniero le interesa identificar y determinar la conveniencia o no de usar el suelo como material para construir por ejemplo rellenos en caminos, para apoyar en él los canales de conducción

de riego, para la construcción de obras hidráulicas y otros trabajos. Para esto es necesario obtener muestras representativas del suelo que se someten a ensayos de laboratorio, tomando en cuenta que el muestreo y los ensayos se realizan necesariamente sobre pequeñas muestras de población, es necesario emplear algún método estadístico para estimar la viabilidad técnica de los resultados.

Los trabajos de mecánica de suelos se realizan con finalidad ejecutar obras que demuestren calidad, y contar con documentación que sea técnicamente sustentable sobre los trabajos de análisis y recomendaciones de los diferentes tipos de suelos existentes en cada una de las obras a ejecutarse, a su vez realizar el control de calidad dentro del proceso constructivo de la obra.

2.4.1 SUB RASANTE

La sub rasante o suelo de fundación, es el nivel donde se construirá la estructura del pavimento, que ha sido nivelada, perfilada y compactada y que sirva de apoyo o soporte a las diferentes capas de pavimento (EG-2013, MTC). Sin embargo, el concepto de capacidad de soporte a nivel de sub-rasante o simplemente capacidad de soporte de la sub-rasante implica la evaluación estructural y por consiguiente la determinación de la respuesta mecánica del subsuelo hasta la profundidad donde pueden generarse deformaciones significativas.

El comportamiento de la sub-rasante es función de la humedad y densidad, asociado a las condiciones ambientales de sitio. En suelos de baja capacidad de soporte donde los valores de humedad alcanzan la condición saturada y los valores de densidad de campo están muy por debajo de la densidad de compactación los valores de los módulos elásticos realmente son muy bajos (ORDÓÑEZ y MINAYA, 2001). De ahí que no se recomienda considerar sub-rasante con baja capacidad de soporte sin antes realizar un proceso de estabilización, en toda la profundidad correspondiente a la sub-rasante o incorporando un elemento de refuerzo.

Valores de C.B.R por debajo de 4-6% son considerados inestables para soportar una estructura de pavimento. Con esta consideración el módulo resiliente, será el parámetro elástico representativo del comportamiento de la sub-rasante porque siempre estará asociado a suelos con comportamiento estable (sin deformación plástica significativa diferida).

2.4.2 RASANTE

Es la capa más superficial del pavimento, que está constituido por una mezcla íntima de agregados gruesos y finos, cemento asfáltico; la superficie de rodadura sirve para resistir el desgaste del rodamiento, tomar los esfuerzos cortantes dados por las cargas de tránsito, proporcionar una superficie antideslizante y confortable al tránsito y para prevenir la penetración de agua hacia las cargas interiores de pavimento.

2.4.3 TERRAPLÉN

Es la parte de la explanación situada sobre el terreno original, analiza el efecto en el módulo elástico compuesto (terraplén-suelo defundación) debido a la presencia de un terraplén granular sobre la sub-rasante. Primero se presenta un análisis de tipo teórico utilizando modelos multicapas considerando distintos tipos de estructuras de pavimento asfáltico, distintas calidades y alturas de terraplén y diferentes tipos de capacidad de soporte de la sub-rasante.

Este trabajo consiste en escarificar, nivelar y compactar el terreno de fundación, así como de conformar y compactar las capas del relleno (base, cuerpo y corona) hasta su total culminación, con materiales apropiados provenientes de las canteras.

2.4.4 PEDRAPLEN

El pedraplén es un elemento constructivo que consiste en la extensión y compactación de materiales pétreos procedentes de excavaciones de roca. Se usa para la construcción rellenos, bien de gran altura o que sean inundables. El

pedraplén suele estar formado por fragmentos de roca de gran tamaño que oscilan entre los 100 mm y los 900 mm.

Antes de proceder a la colocación y compactación de los materiales del pedraplén, se deberán realizar, de acuerdo con lo establecido en las especificaciones de la construcción, el desmonte y la limpieza y la excavación de la capa vegetal y material inadecuado.

Cuando se deban construir pedraplenes directamente sobre terrenos inestables compuestos por turba o arcillas blandas, se asegurará el retiro de estos materiales o su consolidación completa, antes de determinar la estructura de la carretera.

2.4.5 SUB BASE GRANULAR

Es la capa que se encuentra entre la base y la subrasante en un pavimento asfáltico. Debido a que está sometida a menores esfuerzos que la base, su calidad puede ser inferior y generalmente está constituida por materiales granular. El material que se coloca entre la subrasante y las losas de un pavimento rígido también se denomina sub base, en este caso, debe permitir el drenaje libre o sera altamente resistente a la erosión, con el fin de prevenir el

Bombeo; es importante en el pavimento flexible porque juega un papel estructural, además sirve como capa drenante o auto contaminante para impedir que la base sea atacada por las fluctuaciones de la masa freática y el arrastre de finos hacia las capas superiores.

2.4.6 BASE GRANULAR

Es la capa que se encuentra bajo la capa de rodadura de un pavimento asfáltico; debido a su proximidad con la superficie, debe poseer alta resistencia a la deformación, para soportar las altas presiones que recibe. Se construye con materiales granulares procesados o estabilizados. Puede ser también tratado con cemento, cal o asfalto o sin tratar como las gravas del río, los

materiales de afirmado o piedra chancada. Si la base va a quedar descubierta o no será cubierta por una superficie bituminosa el límite líquido será no mayor de 25% y el índice de plasticidad no deberá pasar el 2 %. La capacidad portante medida con el C.B.R estará entre 80 – 100% dependiendo el tráfico ligero o mediano y pesado respectivamente. Su equivalente de arena debe ser 45%, mínimo desgaste (los Angeles) menor a 40%, compactación no menor al 100%.

2.4.7 CARPETA ASFÁLTICA

La carpeta asfáltica es la rasante o capa superior de un pavimento flexible, que proporciona la superficie de rodamiento para los vehículos que se elabora con materiales pétreos y productos asfálticos.

Las características más importantes que deben tener a satisfacción los materiales pétreos para carpetas asfálticas son granulometría, dureza, forma de la partícula y adherencia con el asfalto. La granulometría es de mucha importancia y debe satisfacer las normas correspondientes, el contenido óptimo de asfalto para una carpeta es la cantidad de asfalto que forma una membrana alrededor de las partículas, del espesor suficiente para resistir los elementos del intemperismo y que así el asfalto no se oxide con rapidez, pero que no sea tan gruesa como para que la mezcla pierda estabilidad o resistencia y no soporte las cargas de los vehículos.

Este trabajo consistirá en la colocación de una capa asfáltica bituminosa fabricada en caliente y, construida sobre una superficie debidamente preparada e imprimada, de acuerdo a la especificación técnica del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), y del manual de las especificaciones técnicas generales para la construcción de carreteras EG-2013 según usos granulométricos:

- (a) Mezcla asfáltica normal (mac-2)
- (b) diseño granulométrico con referencia a la mezcla superpave nivel 1

2.5. TIPOS DE CIMENTACIONES PARA PAVIMENTOS

Cuando una estructura transmite sus cargas al terreno a través de la cimentación, se producen inevitablemente deformaciones (fundamentalmente asentamientos). El arte de cimentar consiste pues en obtener, a la vista de las características tanto del terreno como de la estructura, las condiciones más favorables de apoyo, de manera que los asentamientos no resulten perjudiciales.

Las cimentaciones de estructuras de pavimentos usualmente se diseñan para satisfacer ciertos requerimientos de servicio y resistencia. Las condiciones de servicio establecen que la cimentación debe comportarse satisfactoriamente, bajo las condiciones normales de cargas de operación que imponen la estructura o equipo que soportan, de tal forma que se satisfagan los propósitos de su diseño. Las limitaciones de servicio se describen típicamente por el asentamiento u otras limitaciones de movimiento.

2.5.1. TEORÍA DE LA CAPACIDAD DE TERZAGHI

En cimentaciones se denomina capacidad portante a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Por tanto la capacidad portante admisible debe estar basada en uno de los siguientes criterios funcionales:

- Si la función del terreno de cimentación es soportar una determinada tensión independientemente de la deformación, la capacidad portante se denominará carga de hundimiento.
- Si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al terreno y la deformación sufrida por éste, deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible.

TERZAGHI (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad d_f de la cimentación es menor o

igual al ancho de la misma. Sin embargo investigadores posteriores han sugerido que cimentaciones con d_f igual a 3 ó 4 veces el ancho de la cimentación se definen como cimentaciones superficiales. (Fig.3).

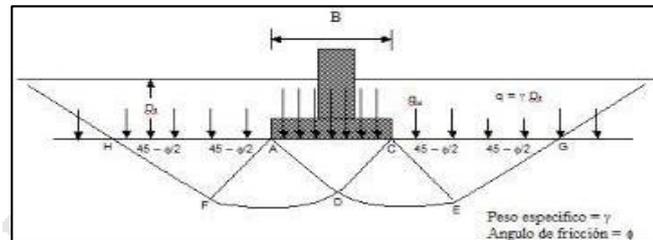


FIGURA 3: Efecto de la carga en el terreno de fundación (Terzaghi 1943)

Terzaghi (1943) sugirió que para una cimentación continua o de franja (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0), la superficie de falla en un suelo bajo carga última se supone similar a la mostrada en la figura 3, (note que este es el caso de la falla cortante general). El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación se supone reemplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente en su planteamiento, Terzaghi, llega a la propuesta de una ecuación para obtener la capacidad de carga última (a la que llama: q_c), para una zapata alargada:

y para el caso de emplearse una zapata cuadrada, propone:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

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

Donde:

- Q_u = capacidad de carga última del suelo en t/m² .
- $\Gamma_1 \gamma_2$ = peso volumétrico del suelo bajo la zapata y sobre el nivel del desplante, respectivamente en t/m².
- C = ordenada al origen de la envolvente de resistencia corte del suelo (cohesión) en t/m²
- N_c, n_γ, n_q = factores de capacidad de carga, que son función del ángulo de fricción Interno del suelo.
- B = ancho de la zapata en m.
- D_f = profundidad de desplante m.

2.6 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

El informe geotécnico es un conjunto de reconocimientos del terreno y la interpretación de los datos obtenidos, que permiten caracterizar los diversos suelos presentes en la zona de estudio. debe contener todos los datos relevantes para la correcta construcción del proyecto.

Se elabora en base a ensayos de campo y de laboratorio adecuados al tipo de proyecto para el que se solicita.

2.7 ENSAYOS DE LABORATORIO

En el laboratorio se realiza la investigación mediante ensayos de materiales de suelos y de su relación con las estructuras ante sollicitaciones estáticas y dinámicas. Los ensayos se ejecutan siguiendo las Normas (ASTM) y la del MTC. Dentro de los ensayos más habituales están:

TABLA 2: Ensayos de materiales de suelos (MTC. 2000)

NORMA	ESTANDARES DE SUELO
ASTM D-2216	Contenido de humedad
NTP 339.139	Peso volumétrico de suelos cohesivos
ASTM D-854	Gravedad específica de sólidos
ASTM D-422	Análisis granulométrico por tamizado
ASTM D-4318	Límite plástico
ASTM D-427	Límite líquido
ASTM D-2487	Clasificación sucs
AASHTO M-145	Clasificación aashto
ASTM D-1557	Próctor modificado
ASTM D-140	Material más fino que la malla nro. 200
ASTM D-1883	C.B.R.
NORMA	ESPECIALIDAD PARA CIMENTACIONES
NORMA	Pruebas "in situ"
ASTM D-1556	Densidad mediante el cono y la arena (cono 6")
ASTM D-1586	Ensayo de penetración estándar
NORMA	ENSAYOS DE CALIDAD DE AGREGADOS
ASTM C-136	Análisis granulométrico por tamizado
ASTM C-117	Material que pasa la malla nro. 200
ASTM C-131	Abración por medio de la máquina de los Angeles (< 1/2")
ASTM C-535	Abración en roca
ASTM C-88	Durabilidad con sulfato de sodio agregado grueso

ASTM C-88	Durabilidad con sulfato de sodio agregado fino
ASTM D-2419	Equivalente de arena
ASTM C-127	Gravedad específica y absorción del agregado grueso
ASTM C-128	Gravedad específica y absorción del agregado fino
ASTM C-29	Peso unitario del agregado grueso (suelto y varillado)
ASTM C-29	Peso unitario del agregado fino (suelto y varillado)
ASTM C-142	Ensayo de caras fracturadas
MTC E-210	Ensayo de partículas chatas y alargadas

2.7.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

Referencia: ASTM D-422, AASHTO T88, MTC E 107-2000.

La determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas de suelo. Esta norma describe el método para determinar los porcentajes de suelo que pasan por los distintos tamices de la serie empleada en el ensayo, de 0,0 hasta 0.074 mm (N° 200).

Según sean las características de los materiales finos de la muestra, el análisis con tamices se hace, bien con la muestra entera, o bien con parte de ella después de separar los finos por lavado. Sin la necesidad del lavado no se puede determinar por examen visual, se seca en el horno una pequeña porción húmeda del material y luego se examina su resistencia en seco rompiéndola entre los dedos. Si se puede romper fácilmente y el material fino se pulveriza bajo la presión de aquellos, entonces el análisis con tamices se puede efectuar sin previo lavado.

2.7.2 LÍMITES DE ATTEMBER

2.7.2.1 Determinación del límite plástico: ASTM D-4318, AASHTO T-90, MTC E 111-2000.

Es la determinación en el laboratorio del límite plástico de un suelo y el cálculo del índice de plasticidad (I.P.) si se conoce el límite líquido (L.L.) del mismo suelo.

Procedimiento

Se moldea la mitad de la muestra en forma de elipsoide y, a continuación, se rueda con los dedos de la mano sobre una superficie lisa, con la presión estrictamente necesaria para formar cilindros.

Si antes de llegar el cilindro a un diámetro de unos 3.2 mm (1/8") no se ha desmoronado, se vuelve a hacer una elipsoide y a repetir el proceso, cuantas veces sea necesario, hasta que se desmorone aproximadamente con dicho diámetro.

2.7.2.2 Determinación del límite líquido

ASTM D-4318, AASHTO T-89, MTC E 110-2000.

El límite líquido de un suelo es el contenido de humedad expresado en porcentaje del suelo secado en el horno, cuando éste se halla en el Límite entre el estado plástico y el estado Líquido; el valor calculado deberá aproximarse al centésimo.

Procedimiento

Colóquese la muestra de suelo en la vasija de porcelana y mézclese completamente con 15 a 20 ml de agua destilada, agitándola, amasándola y tajándola con una espátula en forma alternada y repetida. Realizar más adiciones de agua en incrementos de 1 a 3 ml. Mézclese completamente cada incremento de agua.

Algunos suelos son lentos para absorber agua, por lo cual es posible que se adicione los incrementos de agua tan rápidamente que se obtenga un límite líquido falso. Esto puede evitarse mezclando más y durante un mayor tiempo, (24 horas máximo y 4 horas mínimo).

En lugar de fluir sobre la superficie de la taza algunos suelos tienden a deslizarse. Cuando esto ocurra, deberá agregarse más agua a la muestra y

mezclarse de nuevo, se hará la ranura con el acanalador y se repetirá el punto anterior; si el suelo sigue deslizándose sobre la taza de bronce a un número de golpes inferior a 25, no es aplicable este ensayo y deberá indicarse que el límite líquido no se puede determinar.

2.7.2.3 Cálculo del índice de plasticidad

Se puede definir el índice de plasticidad de un suelo como la diferencia entre su límite líquido y su límite plástico.

$$I.P. = L.L. - L.P.$$

Donde:

L.L. = límite líquido

L.P. = límite plástico

L.L. y L.P., son números enteros

Cuando el límite líquido o el límite plástico no puedan determinarse, el índice de plasticidad se informará con la abreviatura np (no plástico).

Así mismo, cuando el límite plástico resulte igual o mayor que el límite líquido, el índice de plasticidad se informará como NP (no plástico).

2.7.3 HUMEDAD NATURAL

ASTM D-2216, MTC E 108-2000.

La humedad o contenido de humedad de un suelo es la relación, expresada como porcentaje, del peso de agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas.

Procedimiento

Determinar y registrar la masa de un contenedor limpio y seco y su tapa si es usada. Colocar el espécimen de ensayo húmedo en el contenedor y, si se usa, colocar la tapa asegurada en su posición. Determinar el peso del contenedor y material húmedo usando una balanza electrónica

Remover la tapa (si se usó) y colocar el contenedor con material húmedo en el horno. Secar el material hasta alcanzar una masa constante. Mantener el secado en el horno a 110 ± 5 °c, a menos que se especifique otra temperatura el tiempo es 24 horas.

2.7.4 PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS

REFERENCIA: ASTM D-854, AASHTO T-100, MTC E 113-2000.

Peso específico. Es la relación entre el peso en el aire de un cierto volumen de sólidos a una temperatura dada y el peso en el aire del mismo volumen de agua destilada, a la misma temperatura.

Este modo operativo se utiliza para determinar el peso específico de los suelos y del relleno mineral (filler) por medio de un picnómetro. Cuando el suelo está compuesto de partículas mayores que el tamiz de 2.38 mm (N° 8), deberá seguirse el método de ensayo para determinar el peso específico y la absorción del agregado grueso, MTC E 206. Cuando el suelo está compuesto por partículas mayores y menores que el tamiz de 2.38 mm (N° 8), se utilizará el método de ensayo correspondiente a cada porción. El valor del peso específico para el suelo será el promedio ponderado de los dos valores así obtenidos. Cuando el valor del peso específico sea utilizado en cálculos relacionados con la porción hidrométrica del análisis granulométrico de suelos (modo operativo MTC E 109), debe determinarse el peso específico de la porción de suelo que pasa el tamiz de 2.00 mm (N° 10).

Procedimiento

Suelos con su humedad natural. El procedimiento para determinar el peso específico de los suelos a su humedad natural es como sigue:

- Anótese en una planilla de datos toda la información concerniente a la muestra como: obra, N°de sondeo, N° de la muestra y cualquier otro dato pertinente.

- Colóquese en la cápsula de evaporación una muestra representativa del suelo. La cantidad necesaria se escogerá de acuerdo con la capacidad del picnómetro, empleando una espátula mezclese el suelo con suficiente agua destilada o desmineralizada, hasta formar una masa pastosa, luego la masa en el picnómetro.

2.7.5 PESO VOLUMÉTRICO DE SUELO COHESIVO

El peso volumétrico es la relación del peso de la masa de suelos entre su volumen de masa se consideran las tres fases del suelo:

$$\frac{W_m}{V_m}$$

W_m = peso de la masa

V_m = volumen de masa

La densidad del suelo, se le conoce también como peso unitario ó como peso específico de masa.

Equipo y materiales

Probeta graduada de 1000 ml.

Balanza con aproximación de 0.1G

Pipeta, espátulas

Parafina de peso específico conocido

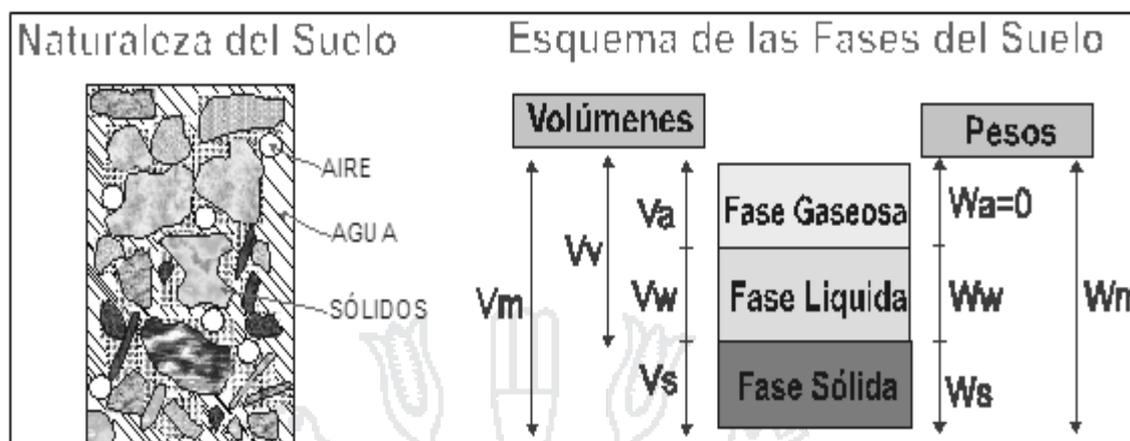


FIGURA 4: Esquema de las fases del suelo (Terzaghy 1959).

Procedimiento

- Tallar una muestra sin agujeros ni grietas, el tamaño debe ser tal que pueda introducirse en la probeta.
- Pesar la muestra tallada y anotar: w_{suelo}

Parafinado de la muestra

- Derretir previamente la parafina en el horno o estufa.
- Dejar enfriar ligeramente, luego recubrir la muestra para impermeabilizarla.
- La parafina debe cubrir la muestra en una capa fina, no debe penetrar en los poros del suelo.

Pesado de la muestra parafinada

- Cuando la muestra esté completamente recubierta, registrar:
 $W_{suelo + parafina}$.

Determinación del volumen de la muestra parafinada

- Llenar la probeta con agua hasta un volumen inicial conocido, registrar: volumen inicial.

Determinación del volumen de la muestra parafinada

- Introducir la muestra parafinada en la probeta, se producirá un desplazamiento de volumen hasta v_f .
- El volumen desplazado en la probeta será el volumen del suelo parafinado:

$$\Delta V = V_f - V_i$$

$$\Delta V = V_{suelo+parafina}$$

- Volumen de la muestra

$$\Delta V = V_{suelo+parafina}$$

$$\Delta_{suelo} = V_{suelo+parafina} - V_{parafina}$$

- Volumen de parafina utilizada:

$$V_{parafina} = W_{parafina} / \gamma_{parafina}$$

$$DONDE: V_{parafina} = W_{suelo+parafina} - W_{suelo}$$

$$POR LO TANTO: V_{parafina} = \frac{W_{suelo}}{\Delta V - V_{parafina}}$$

Consideraciones

- Ensayo aplicable solo a suelos cohesivos, sin grietas considerables.
- Otro procedimiento de ensayo considera el tallado del espécimen en una forma geométrica regular para calcular el volumen a partir de mediciones lineales.
- También se puede determinar el volumen de la muestra parafina pesándola sumergida en agua. En este caso se determina el volumen del suelo de forma similar al método expuesto.

2.7.6 PROCTOR MODIFICADO

REFERENCIA: ASTM D-1557, MTC E 115-2000

Un suelo con un contenido de humedad determinado es colocado en 5 capas dentro de un molde de ciertas dimensiones, cada una de las capas es

compactada en 25 ó 56 golpes con un pisón de 10 lbf (44.5 n) desde una altura de caída de 18 pulgadas (457 mm), sometiendo al suelo a un esfuerzo de compactación total de aproximadamente de 56 000 pie-lbf/pie³ (2 700 kn-m/m³). Se determina el peso unitario seco resultante. El procedimiento se repite con un número suficiente de contenidos de agua para establecer una relación entre el peso unitario seco y el contenido de agua del suelo. Estos datos, cuando son ploteados, representan una relación curvilínea conocida como curva de compactación. Los valores de óptimo contenido de agua y máximo peso unitario seco modificados son determinados de la curva de compactación.

Método de preparación seca

Si la muestra está demasiado húmedo, reducir el contenido de agua por secado al aire hasta que el material sea friable. El secado puede ser al aire o por el uso de un aparato de secado tal que la temperatura de la muestra no exceda de 140 °f (60 °c).disgregar por completo los grumos de tal forma de evitar moler las partículas individuales.

Pasar el material por el tamiz $\frac{3}{4}$ pulg (19,0mm) durante la preparación del material granular que pasa la malla $\frac{3}{4}$ pulg para la compactación en el molde de 6 pulgadas, disgregar o separar los agregados lo suficientemente para que pasen el tamiz $\frac{3}{4}$ pulg de manera de facilitar la distribución de agua a través del suelo en el mezclado posterior.

2.7.7 RELACIÓN DE SOPORTE DE CALIFORNIA (CBR)

REFERENCIA: ASTM D-1883, AASHTO T-193 MTC E 132-2000.

Describe el procedimiento de ensayo para la determinación de un índice de resistencia de los suelos denominado valor de la relación de soporte, que es muy conocido, como C.B.R (CALIFORNIA BEARING RATIO). El ensayo se realiza normalmente sobre suelo preparado en el laboratorio en condiciones

determinadas de humedad y densidad; pero también puede operarse en forma análoga sobre muestras inalteradas tomadas del terreno.

Este índice se utiliza para evaluar la capacidad de soporte de los suelos de subrasante y de las capas de base, sub-base y de afirmado.

Procedimiento

El procedimiento es tal que los valores de la relación de soporte se obtienen a partir de especímenes de ensayo que posean el mismo peso unitario y contenido de agua que se espera encontrar en el terreno. En general, la condición de humedad crítica (más desfavorable) se tiene cuando el material está saturado. El ensayo de los especímenes después de estar sumergidos en agua por un período de cuatro (4) días confinados en el molde con una sobre carga igual al peso del pavimento que actuará sobre el material.

Preparación de la muestra

Se procede como se indica en las normas mencionadas (relaciones de peso unitario humedad en los suelos, con equipo estándar o modificado). Cuando más del 75 % en peso de la muestra pase por el tamiz de 19.1 mm (3/4"), se utiliza para el ensayo el material que pasa por dicho tamiz, cuando la fracción de la muestra retenida en el tamiz de 19.1 mm (3/4").

De la muestra así preparada se toma la cantidad necesaria para el ensayo de apisonado, a menos 6 kg por cada molde C.B.R. se determina la humedad óptima y la densidad máxima por medio del ensayo de compactación elegido. Se compacta un número suficiente de especímenes con variación en su contenido de agua, con el fin de establecer definitivamente la humedad óptima y el peso unitario máximo. Dichos especímenes se preparan con diferentes energías de compactación. normalmente, se usan la energía del proctor estándar, la del proctor modificado y una energía inferior al proctor estándar. De esta forma, se puede estudiar la variación de la relación de soporte con estos dos factores que son los que la afectan principalmente. Los resultados se

grafican en un diagrama de contenido de agua contra peso unitario. conocida la humedad natural del suelo, se le añade la cantidad de agua que le falte para alcanzar la humedad fijada para el ensayo, generalmente la óptima determinada según el ensayo de compactación elegido y se mezcla íntimamente con la muestra.

Elaboración de especímenes

Se pesa el molde con su base, se coloca el collar y el disco espaciador y, sobre éste, un disco de papel de filtro grueso del mismo diámetro. Una vez preparado el molde, se compacta el espécimen en su interior, aplicando un sistema dinámico de compactación (ensayos mencionados, si el espécimen se va a sumergir, se toma una porción de material, entre 100 y 500 g. (según sea fino o tenga grava) antes de la compactación y otra al final, se mezclan y se determina la humedad del suelo. Si la muestra no va a ser sumergida, la porción de material para determinar la humedad se toma del centro de la probeta resultante de compactar el suelo en el molde, después del ensayo de penetración. Para ello el espécimen se saca del molde y se rompe por la mitad.

Se desmonta el molde y se vuelve a montar invertido, sin disco espaciador, colocando un papel filtro entre el molde y la base. Se pesa. se toma la primera lectura para medir el hinchamiento colocando el trípode de medida con sus patas sobre los bordes del molde, haciendo coincidir el vástago del dial con el de la placa perforada. Se anota su lectura, el día y la hora. A continuación, se sumerge el molde en el tanque con la sobre carga colocada dejando libre acceso al agua por la parte inferior y superior de la muestra. Se mantiene la probeta en estas condiciones durante 96 horas (4 días) "con el nivel de agua aproximadamente constante. Es admisible también un período de inmersión más corto si se trata de suelos granulares que se saturan de agua rápidamente y si los ensayos muestran que esto no afecta los resultados.

Penetración

Se aplica una sobrecarga que sea suficiente, para producir una intensidad de carga igual al peso del pavimento (con ± 2.27 kg de aproximación) pero no menor de 4.54 kg (10 lb). Para evitar el empuje hacia arriba del suelo dentro del agujero de las pesas de sobre carga, es conveniente asentar el pistón luego de poner la primera sobre carga sobre la muestra, se aplica la carga sobre el pistón de penetración mediante el gato o mecanismo correspondiente de la prensa, con una velocidad de penetración uniforme de 1.27 mm (0.05") por minuto. Las prensas manuales no preparadas para trabajar a esta velocidad de forma automática se controlarán mediante el deformímetro de penetración y un cronómetro. Se anotan las lecturas de la carga para las siguientes penetraciones:

TABLA 3 : Lectura de cargas para penetraciones (según MTC.2000)

Penetración	
Milímetros	Pulgadas
0.63	0.025
1.27	0.050
1.90	0.075
2.54	0.100
3.17	0.125
3.81	0.150
5.08	0.200
7.62	0.300
10.16	0.400
12.70	0.500

Densidad o peso unitario

La densidad se calcula a partir del peso del suelo antes de sumergirlo y de su humedad, de la misma forma que en los métodos de ensayo citados. Proctor normal o modificado, para obtener la densidad máxima y la humedad óptima.

Presión de penetración

Se calcula la presión aplicada por el penetrómetro y se dibuja la curva para obtener las presiones reales de penetración a partir de los datos de prueba; el punto cero de la curva se ajustan para corregir las irregularidades de la superficie, que afectan la forma inicial de la curva.

Expansión

La expansividad de suelos es una propiedad física de los suelos que puede evaluarse en una cimentación. En las estructuras constructivas existe hinchamiento del suelo cuando aumenta su cantidad de agua y se retraen cuando la disminuye, la expansión se calcula por la diferencia entre las lecturas del deformímetro antes y después de la inmersión, este valor se refiere en tanto por ciento con respecto a la altura de la muestra en el molde, que es de 127 mm (5") es decir:

$$\% \text{ de expansión} = \frac{L2-L1}{127} \times 100$$

Siendo:

L1 = Lectura inicial en mm.

L2 = lectura final en mm.

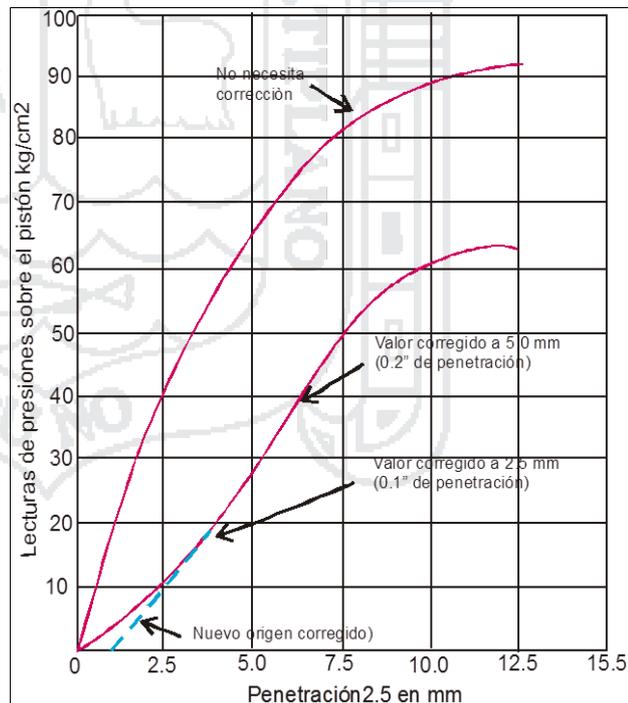


FIGURA 5: Lectura de presión sobre pistón (BOWLES.J.E. 1982).

Se llama valor de la relación de soporte (índice CBR), al tanto por ciento de la presión ejercida por el pistón sobre el suelo, para una penetración determinada, en relación con la presión correspondiente a la misma penetración en una muestra patrón (ver fig.5). Las características de la muestra patrón son las siguientes:

Para calcular el índice CBR se procede como sigue:

Se dibuja una curva que relacione las presiones (ordenadas) y las penetraciones (abscisas), y se observa si esta curva presenta un punto de inflexión. Si no presenta punto de inflexión se toman los valores correspondientes a 2,54 y 5,08 mm (0,1" y 0,2") de penetración. Si la curva presenta un punto de inflexión, la tangente en ese punto cortará el eje de abscisas en otro punto (o corregido), que se toma como nuevo origen para la determinación de las presiones correspondientes a 2,54 y 5,08 mm,

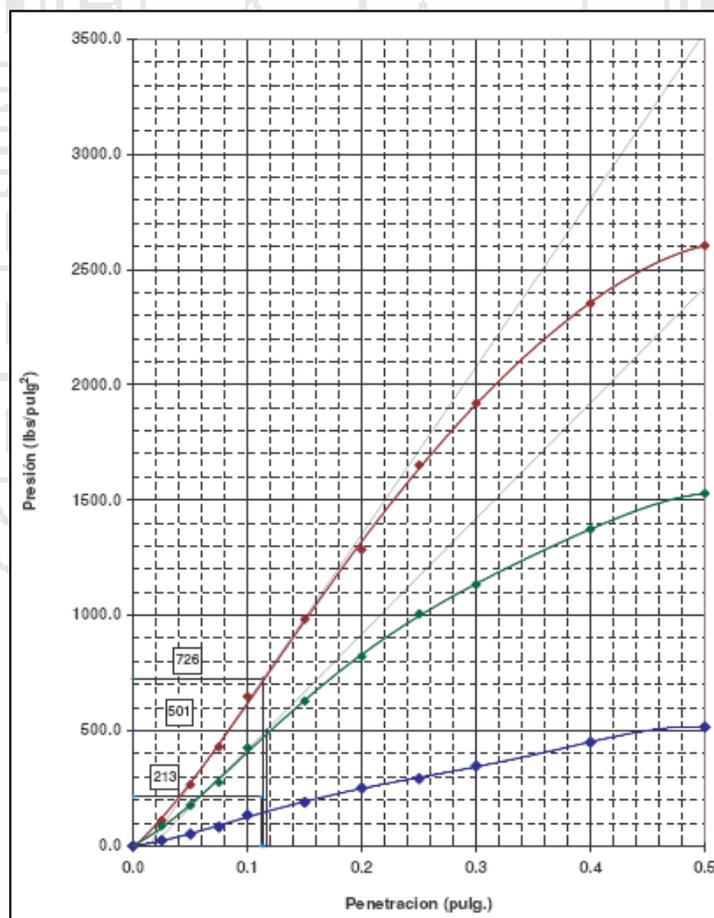


FIGURA 6: Lectura de presión sobre pistón (BOWLES.J.E 1982).

2.8 CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS, AASTHO)

Dentro del campo particular de las vías terrestres, los suelos se presentan con una variedad y complejidad prácticamente infinitas. Así, cualquier intento de sistematización científica se debe procurar clasificar a los suelos por otro, en que se procure clasificar a los suelos del modo más completo posible.

La granulometría ofrece un medio sencillo y evidente para clasificar suelos. En verdad, basta dividir un suelo en sus fracciones granulométricas para tenerlo “clasificado”, si previamente se conviene en dar una denominación particular a las distintas fracciones, según queden comprendidas en una determinada gama de tamaños. Los sistemas de clasificación granulométrica, tan populares en el pasado, tuvieron esa génesis tan simple, y los términos grava, arena, limo y arcilla aún tienen para muchos ingenieros un significado relacionado únicamente con el tamaño de las partículas constitutivas de esos suelos o fracciones.

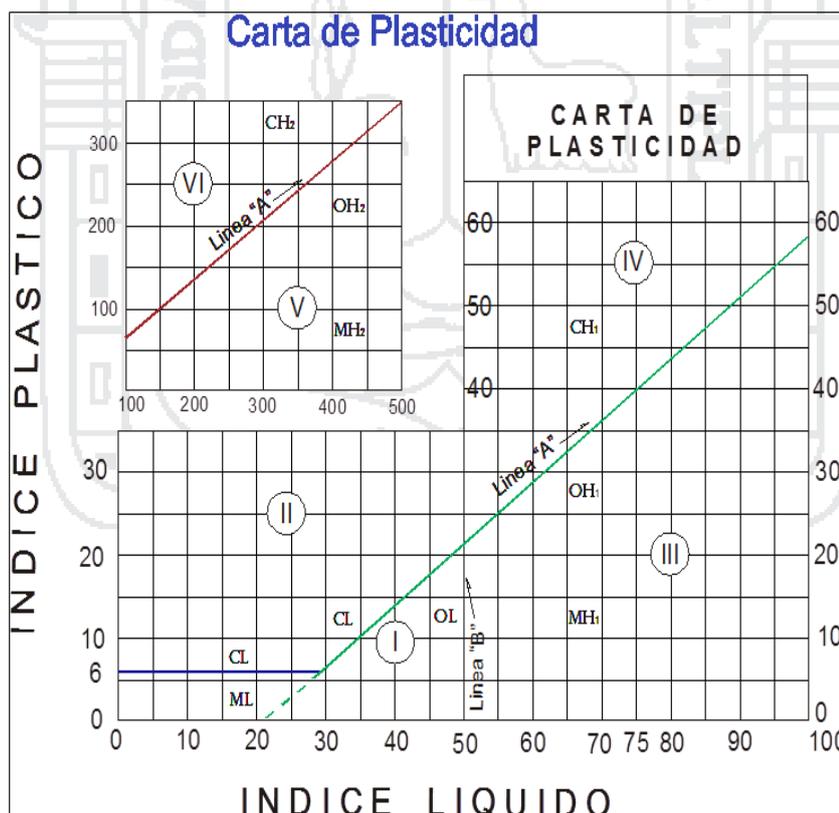
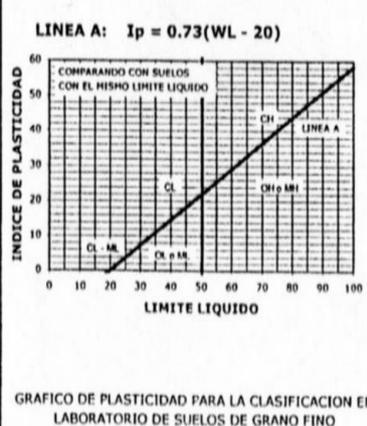


FIGURA 7: Carta de plasticidad MTC (2000).

TABLA 4: Clasificación de suelos - sistema SUSC.

IDENTIFICACION EN EL CAMPO			SÍMBOLO DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIOS DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO				
SUELOS DE GRANO GRUESO - MÁS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO POR EL TAMIZ # 200	GRAVAS - MÁS DE LA MITAD DE LA FRACCIÓN GRUESA PASA POR EL TAMIZ # 4	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GW	GRAVA BIEN GRADUADA, HEZCLA DE GRAVA Y ARENA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	<p>DETERMINESE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA A PARTIR DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA SEGUN EL PORCENTAJE DE FINOS (FRACCIÓN QUE PASA POR EL TAMIZ # 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE:</p> <p>NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS DE LAS GW</p> <p> $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 4 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3 </p> <p> LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A" O I_p MENOR QUE 4 POR ENCIMA DE LA LINEA "A", CON I_p ENTRE 4 Y 7; CASOS LIMTES QUE REQUIEREN EL USO DE SÍMBOLOS DOBLES </p> <p> $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 6 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3 </p> <p> NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS DE LAS SW </p> <p> LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A" O I_p MENOR QUE 4 POR ENCIMA DE LA LINEA "A", CON I_p ENTRE 4 Y 7; CASOS LIMTES QUE REQUIEREN EL USO DE SÍMBOLOS DOBLES </p> <p> LIMITES DE ATTERBERG POR ENCIMA DE LA LINEA "A" O I_p MAYOR QUE 7 </p>				
		FREDONHINO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, HEZCLAS DE ARENA Y GRAVA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS					
		FRACCIÓN FINA NO PLÁSTICA (PARA LA IDENTIFICACION VER EL GRUPO HL, MAS ABAJO)	GM	GRAVAS LIOSAS, HEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y LIJO					
		FINOS PLÁSTICOS (PARA IDENTIFICARLOS VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	GC	GRAVAS ARCILLOSAS, HEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA					
	ARENAS - MÁS DE LA MITAD DE LA FRACCIÓN GRUESA PASA POR EL TAMIZ # 4	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS					
		FREDONHINO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS					
		FINOS NO PLÁSTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML MAS ABAJO)	SM	ARENAS LIOSAS, HEZCLAS DE ARENA Y LIJO MAL GRADUADAS					
		FINOS PLÁSTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	SC	ARENAS ARCILLOSAS, HEZCLAS MAL GRADUADAS DE ARENAS O ARCILLAS					
	SUELOS DE GRANO FINO - MÁS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (A LA DISGREGACION)	DILATANCIA (REACCION A LA AGITACION)		TENACIDAD (CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLÁSTICO)	<p>UTILICESE LA CURVA GRANULOMÉTRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO INDICADAS EN LA COLUMNA DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO</p> <p> $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 4 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3 </p> <p> LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A" O I_p MENOR QUE 4 POR ENCIMA DE LA LINEA "A", CON I_p ENTRE 4 Y 7; CASOS LIMTES QUE REQUIEREN EL USO DE SÍMBOLOS DOBLES </p> <p> $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 6 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3 </p> <p> NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS DE LAS SW </p> <p> LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A" O I_p MENOR QUE 4 POR ENCIMA DE LA LINEA "A", CON I_p ENTRE 4 Y 7; CASOS LIMTES QUE REQUIEREN EL USO DE SÍMBOLOS DOBLES </p> <p> LIMITES DE ATTERBERG POR ENCIMA DE LA LINEA "A" O I_p MAYOR QUE 7 </p>		
			NULA A LIGERA	RÁPIDA A LENTA		NULA		ML	LIJOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, ARENAS FINAS LIOSAS O ARCILLAS CON LIGERA PLÁSTICIDAD
			MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA		MEDIA		CL	ARCILLAS INORGANICAS DE PLÁSTICIDAD BAJA A MEDIA, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIOSAS, ARCILLAS MAGRAS
			LIGERA A MEDIA	LE Y A		LIGERA		OL	LIJOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIOSAS ORGANICAS DE BAJA PLÁSTICIDAD
LIGERA A MEDIA			LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA	MH	LIJOS INORGANICOS, SUELOS LIOSOS O ARENOSOS FINOS HECAECOS O CON DIATOMEAS, LIJOS ELÁSTICOS			
ALTA A MUY ALTA			NULA	ALTA	CH	ARCILLAS INORGANICAS DE PLÁSTICIDAD ELEVADA, ARCILLAS GRASAS			
LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50		LIGERA A MEDIA	LENTA A MUY LENTA	LIGERA A MEDIA	OH	ARCILLAS ORGANICAS DE PLÁSTICIDAD MEDIA A ALTA			
		ALTA A MUY ALTA	NULA	ALTA					
		MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	LIGERA A MEDIA					
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		FACILMENTE IDENTIFICABLES POR SU COLOR, OLOR, SENSACION ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE POR SU TEXTURA FIBROSA			Pl	TURRA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS			



2.8.1 SUELOS GRUESOS

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica a continuación:

Gravas, suelos en que predominan aquéllas. Símbolo genérico G (gravel). Arenas y suelos arenosos. Símbolo S (sand), Las gravas y las arenas se separan con la malla N° 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla N° 4, y es del grupo genérico S.

Las gravas y las arenas se sub dividen en cuatro tipos:

Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.

Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.

Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.

Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

2.8.2 SUELOS FINOS

También en este caso el sistema considera a los suelos agrupados, formándose suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo con dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, lo que da lugar a las siguientes divisiones:

- Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).
- Arcillas inorgánicas, de símbolo C (clay).
- Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdivide en dos grupos.

Según su límite líquido. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), y por esta combinación se obtienen los grupos ML, CL, y OL.

Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra h (high compresibility), y así se tienen los grupos MH, CH y OH.

Debe notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros. (I_p e I_L), mientras que en el caso actual sólo interviene el valor del límite líquido. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo PT (del inglés peat, turba).

TABLA 5 : Sistema de clasificación de suelos AASHTO.

Clasif. General	Suelos Granulares ($\leq 35\%$ pasa 0.08 mm)						Suelos Finos ($> 35\%$ bajo 0.08 mm)				
Grupo	A-1		A-3	A-3			A-4	A-5	A-6	A-7	
Sub-Grupo	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6*	A-2-7*			A-7-5**	
2 mm	≤ 50										
0.5 mm	≤ 30	≤ 50	≥ 51								
0.08 mm	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35			≥ 36				
W _L				≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41
IP	≤ 6		NP	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11
Descripción	Gravas y Arenas		Arena fina	Gravas y Arenas Limosas y Arcillosas			Suelos Limosos		Suelos Arcillosos		
	** A-7-5: $IP \leq (W_L - 30)$						A-7-6: $IP > (W_L - 30)$				
	$IG = (B/0.08 - 35) (0.2 + 0.005 (W_L - 40)) + (B/0.08 - 15) (IP - 10) * 0.01$										
	* Para A-2-6 y A-2-7: $IG = (B/0.08 - 15) (IP - 10) * 0.01$										

2.9.1 PESO ESPECÍFICO Y ABSORCIÓN DE AGREGADOS GRUESOS MTC E 206

Este modo operativo está basado en las Normas ASTM C 127 Y AASHTO T85, los mismos que se han adaptado, a nivel de implementación, a las condiciones propias de nuestra realidad.

2.9.1.1 Objetivo

Describe el procedimiento que debe seguirse para la determinación de los pesos específicos aparente y nominal, así como la absorción, después de 24 horas de sumergidos en agua, de los agregados con tamaño igual o mayor a 4.75 mm (tamiz N° 4).

2.9.1.2 Aparatos

Balanzas, con capacidad igual o superior a 5000 g, según el tamaño máximo de la muestra para ensayo (Tabla 7), con sensibilidad de 0.5 g para pesos hasta de 5000 g, o 0.0001 veces el peso de la muestra, para pesos superiores.

Canastillas metálicas, como recipientes para las muestras en las pesadas sumergidas. Se dispondrá de dos tipos de canastillas metálicas, de aproximadamente igual base y altura, fabricadas con armazón de suficiente rigidez y paredes de tela metálica con malla de 3 mm. Para agregados con tamaño máximo inferior a 38 mm (1 1/2") se utilizaron canastillas con capacidades de 4 a 7 dm³ y para tamaños superiores canastillas con capacidades de 8 a 16 dm³ (litros).

2.9.1.3 Preparación de la muestra

Se comienza por mezclar completamente los agregados, cuarteándolos a continuación, hasta obtener aproximadamente la cantidad mínima necesaria para el ensayo, después de eliminar el material inferior a 4.75 mm. Las cantidades mínimas para ensayo se indican en la tabla 7, en función del tamaño máximo nominal del agregado.

TABLA 7: Determinación de los pesos específicos y absorción (MTC- E-206).

		Cantidad mínima de muestra
Mm	(pulg)	Kg
Hasta 12,5	½	2
19,0	¾	3
25,0	1	4
37,5	1 ½	5
50,0	2	8
63,0	2 ½	12
75,0	3	18
90,0	3 1/2	25

2.9.1.4 Procedimiento

La muestra se lava inicialmente con agua hasta eliminar completamente el polvo u otras sustancias extrañas adheridas a la superficie de las partículas; se seca a continuación en una estufa 100° - 110 °c y se enfría al aire a la temperatura ambiente durante 1 a 3 horas. Una vez fría se pesa, repitiendo el secado hasta lograr peso constante, y se sumerge en agua, también a temperatura ambiente, durante 24 horas.

Cuando se vayan a utilizar los valores de la absorción y pesos específicos en concretos hidráulicos con agregados normalmente empleados en estado húmedo, se puede prescindir del secado hasta peso constante. Además, si los agregados se han mantenido con su superficie continuamente mojada hasta el ensayo, pueden también suprimirse las 24 horas de inmersión en agua. Los valores obtenidos para la absorción y el peso específico aparente con agregados en el estado de saturados con superficie seca, pueden ser significativamente más altos si antes de mojarlos se ha omitido el secado previo, se seca entonces la muestra en horno a 100° - 110 °c, se enfría al aire a la temperatura ambiente durante 1 a 3 horas y se determina su peso seco hasta peso constante.

Este modo operativo está basado en las normas ASTM C 128 y AASHTO T 84, los mismos que se han adaptado, a nivel de implementación, a las condiciones propias de nuestra realidad.

2.9.2 ENSAYO ABRASIÓN LOS ANGELES

El ensayo se realiza a los agregados de tamaños menores de 37.5 mm (1 1/2"). Este modo operativo está basado en las Normas ASTM C 131, AASHTO T 96 y ASTM C 535, las mismas que se han adaptado al nivel de implementación y a las condiciones propias de nuestra realidad.

2.9.2.1 Objetivo

Se refiere al procedimiento que se debe seguir para realizar el ensayo de desgaste de los agregados gruesos hasta de 37.5 mm (1 1/2") por medio de la máquina de los ángeles, el método se emplea para determinar la resistencia al desgaste de agregados naturales o triturados, empleando la citada máquina con una carga abrasiva. Para la abrasión de agregados gruesos el cilindro lleva en sus extremos cerrados y en el centro de cada extremo un eje, que no penetra en su interior, quedando el cilindro montado de modo que pueda girar para conseguir la rotación de la mezcla y de la carga abrasiva. La abertura podrá cerrarse por medio de una tapa con empaquetadura que impida la salida del polvo, fijada por medio de pernos. La carga abrasiva consistirá en esferas de acero o de fundición, de un diámetro entre 390 g y 445 g y dependerá de la granulometría del ensayo, A, B, C D, según se indica

TABLA 8 : Resistencia al desgaste abrasión los ángeles (MTC E-206)

Granulometría de ensayo	Número de esferas	Peso total gr
A	12	5000 ± 25
B	11	3330 ±20
C	8	4584±25
D	6	2500 ± 15

2.9.2.2 Procedimiento

La muestra y la carga abrasiva correspondiente, se colocan en la máquina de los ángulos, y se hace girar el cilindro a una velocidad comprendida entre 30 y 33 rpm; el número total de vueltas deberá ser 500. La máquina deberá girar de manera uniforme para mantener una velocidad periférica prácticamente constante. Una vez cumplido el número de vueltas prescrito, se descarga el material del cilindro y se procede con una separación preliminar de la muestra ensayada, en el tamiz # 12. La fracción fina que pasa, se tamiza a continuación empleando el tamiz de 1.70 mm (nº 12). El material más grueso que el tamiz de 1.70 mm (no.12) se lava, se seca en el horno, a una temperatura comprendida entre 105 a 110 °c

2.9.3 ENSAYO DE MÓDULO DE RESILENCIA

El ensayo del módulo de resistencia tiende a interpretar y estudiar el comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas de la rueda. las ruedas en movimiento imparten un pulso dinámico a todas las capas del pavimento y a la subrasante, en consecuencia cada capa del pavimento sufre una deflexión. El pulso de sollicitaciones (carga) varía desde un valor muy bajo hasta un máximo en un instante dependiendo de la velocidad del vehículo. las Normas AASHTO T294.

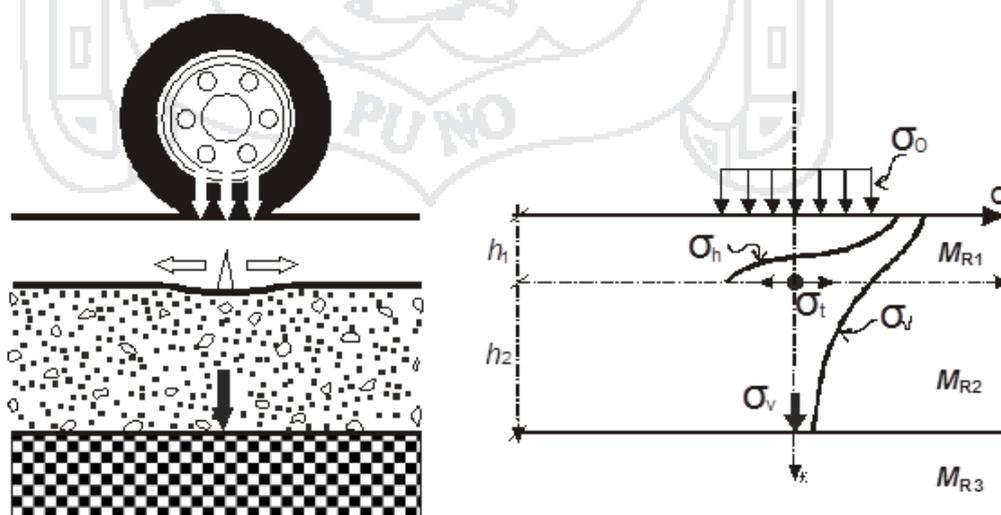


FIGURA 8: Comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas de la rueda.

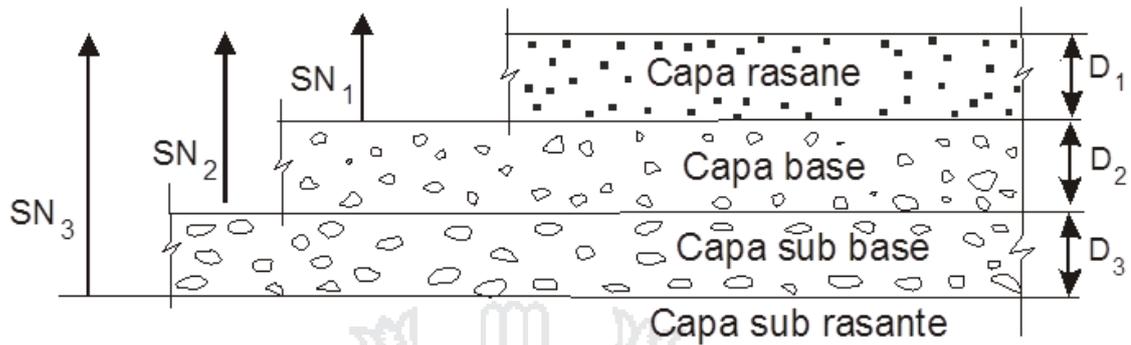


FIGURA 9: Comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas de la rueda.

2.9.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

Este diseño consiste en la determinación del número estructural que viene a ser en realidad el espesor del paquete de pavimento, el que está sub dividido en capas.

El AASHTO plantea la siguiente ecuación de campo (Empírica, AASHTO

$$1,959): \text{Log}(E_{sal}) = Z_r * S_o + 9.36 * \text{LOG}(s_n + 1) - 0.20 + \frac{\text{Log} \frac{4.2 - P_t}{4.2 - 1.5}}{0.4 + \frac{1.094}{(S_N + 1)^{5.19}}} +$$

$$2.32 \text{ Log } M_r - 8.07$$

En donde:

- Esal* : número de repeticiones de eje simple
- Zr* y *so* : términos de confiabilidad.
- Zr* : desviación estándar normal para una confiabilidad dada *r*.

TABLA 9: Confiabilidad y desviación standar

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

So : desviación estándar, que se puede tomar así:

- So* : 0.45 pavimentos flexibles
- So* : 0.35 pavimentos rígidos
- Mr* : módulo de resiliencia de la sub rasante
- Sn* : número estructural
- P* : serviciabilidad varía de 0 a 5, se toma como máximo 4.2

TABLA 10 : Tiempo de diseño

PERFORMANCE “PT”	CALIFICACION
4-5	Pavimento excelente
3-4	Pavimento bueno
2-3	Pavimento regular
1-2	Pavimento malo
0-1	Pavimento muy malo

Pt: tiempo de diseño
2.0 carreteras rurales
2.5 carreteras principales

CAPITULO III

CARACTERÍSACION DEL AREA DE INVESTIGACIÓN

3.1 GENERALIDADES

Una de las zonas de expansión urbana importante en la ciudad de Puno es el centro poblado de Jallihuaya, que a partir de la década de los 90 se ha ido poblando constituyendo habilitaciones urbanas, este centro poblado cuenta con los servicios básicos de agua, desagüe y electricidad, mas aun no cuenta con el pavimentado de sus vías.

La av. Jallihuaya de la ciudad de Puno, es una vía con tratamiento superficial que en la actualidad se encuentra en mal estado, en un ancho promedio de 8.00 m; dicha vía es el acceso para las habilitaciones urbanas aziruni I, II y III etapa, además de las habilitaciones urbanas sin nombre que se vienen asentando en el centro poblado, esta avenida es considerada como un elemento vial principal, el mismo que sirve de vínculo entre los pobladores ubicados dentro del área de cobertura de la vía, con la vía panamericana, la cual conduce hacia el centro de la ciudad. Esta vía no recibe mantenimiento adecuado, creando malestar a los usuarios, especialmente en tiempo de lluvias por la falta un sistema de drenaje pluvial.

Los beneficiarios directos e indirectos son todos los pobladores de la ciudad de Puno, para el año 2016 se estima una población de 150,148 habitantes

teniendo como referencia el censo del 2005 a una tasa de crecimiento poblacional de 1.3%.; la población directamente afectada se estima en 7,380 habitantes que significa el 5.8% de la población de referencia.

3.2 UBICACIÓN

El área de estudio se halla ubicado a 5 km. al sur este de la ciudad de Puno, a orillas del lago Titicaca, sobre un terreno de materiales sedimentarios. Políticamente la zona de estudio pertenece al:

Departamento : Puno.

Provincia : Puno

Distrito : Puno

Ubicación geográfica: se encuentra dentro de las siguientes coordenadas geográficas:

S = 15° 51' 880"

W = 069° 59' 621"

Altitud = 3819 m.s.n.m.

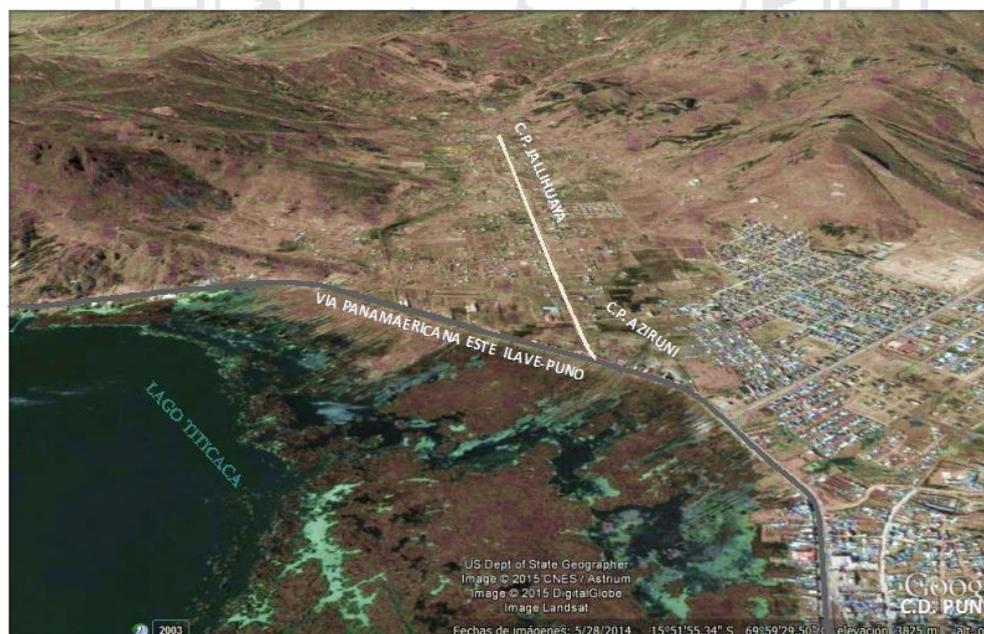


FIGURA 10: Ubicación del tramo Avenida – Jallihuaya.

3.2.1. ACCESIBILIDAD

La zona de estudio es accesible desde la ciudad de Puno, vía carretera asfaltada panamericana este Puno llave. La vía inicia con 0+000 en el km 5.0 de la vía Puno-llave, la zona de evaluación geológica-geotécnica comprende toda la micro cuenca del centro poblado de Jallihuaya.

3.2.2 ÁREA DE INTERVENCIÓN

La evaluación geológica-geotécnica se realizó en un área aproximada de 300 hás; abarcando la zona del centro poblado de Aziruni, centro poblado de Salcedo, centro poblado de Ichu.

3.2.3 CLIMA

La zona de evaluación Geológico-Geotécnica está ubicada sobre los 3,819 m.s.n.m., caracterizado por un clima frígido y seco típico del Altiplano.

Normalmente el clima afecta las condiciones de la subrasante y capa de rodadura. En climas fríos las mezclas asfaltadas tienen gran potencial de sufrir fallas, fisuraciones; asimismo en zonas de grandes alturas y climas tropicales las capas de superficie asfáltica están sujetas al efecto de oxidación del cemento asfáltico. En otras áreas la presencia de suelos de subrasante expansivos y/o susceptibles de helarse pueden verse muy afectados por el clima.

El clima esta comúnmente acompañado de dos agentes importantes, negativos para el pavimento como son:

La precipitación

La temperatura.

3.2.3.1 Precipitación

Es la cantidad de agua meteórica total líquida o sólida que cae sobre una superficie determinada. La distribución de la precipitación es sumamente variable tanto en el espacio como en el tiempo. Los instrumentos de medición son los pluviómetros y se expresan habitualmente en milímetros (mm):

a) Nivel de las aguas del lago Titicaca.

Un aspecto importante que se considera es el comportamiento del nivel de las aguas del lago Titicaca, ya que está relacionado directamente con las precipitaciones climáticas. Los aportes de caudal tienen mucha variabilidad y en oportunidades superan los 500 m³/seg. Estos afluentes hacen que las cotas de nivel del lago tengan variaciones conforme ocurren los periodos hidrológicos secos y húmedos, debida a las intensas o escasas precipitaciones que se dan en la cuenca.

- nivel más bajo el nivel alcanzado más bajo durante estos últimos años, se registra en el año de 1,943, la cota que alcanzó en dicho año fue de 3,806.21 m.s.n.m.

- nivel más alto.-la cota más alta alcanzada por el nivel de las aguas del lago se registró en el año de 1,986 donde llegó a 3,812.57 m.s.n.m.

El máximo anual de altura está generalmente centrado en abril, al final del período de lluvias y del aporte de los tributarios. El mínimo interviene generalmente en diciembre, justo antes de las lluvias del año.

3.2.3.2 Temperatura

Es el resultado inmediato de proceso de insolación que actúa sobre una determinada superficie adquiriendo un determinado grado de calor, la cual es uno de los factores determinantes del clima. Los instrumentos de medición son los termómetros, expresados en grados centígrados (°C).

La temperatura media anual de Puno es de 8.5°C y las medias mensuales fluctúan entre 6 y 10 °C.

3.2.4. VEGETACIÓN

La cobertura vegetal en la zona de evaluación es casi escasa, la infiltración básica es rápida, la escorrentía superficial en época de lluvia es abundante la cual pasa por las vías inundándolas en algunos casos, se produce erosión y arrastre de suelos colmatando los canales pluviales. Para evitar el arrastre de sólidos se debe reforestar y realizar tratamiento de suelos en la parte alta, para evitar el colapso del sistema de alcantarillado sanitario.

Los predominantes en la flora son los chillihuales (festuchetum) co-dominantes de la micro cuenca Jallihuaya, con una densidad promedio de 60%, los ichus o pajonales (estipetum) ubicados en las pendientes o zonas de ladera de los cerros, los canllares (margiricarpetum) indicadores de la degradación que se produce en las praderas y laderas, y los pastos. Silvestres que ocupan hasta el 30% de la llanura en toda la zona de estudio. Como producto de la agricultura que en un 3.5% que abarca el área de estudio se destacan: papas, oca, quinua y otros.

3.2.5. FISIOGRAFÍA

La zona de evaluación se encuentra emplazada al sur este de la orilla del lago Titicaca, tiene una geoforma de micro cuenca abierta hacia el Norte colindante con el lago Titicaca, este micro cuenca está circundado por cerros generalmente de material sedimentario (Grupo Puno). La parte más baja o planicie tiene una orientación hacia el Norte.

El relieve de la zona de Jallihuya, se caracteriza por presentar una superficie constituida por un llano fluvio aluvial suavemente inclinada en dirección Norte contrastada por elevaciones de cerros en forma de farallones y lomadas con pendiente accidentados.

Desde un punto de vista geológico de interés geotécnico, la zona de estudio está circundada por afloramientos de rocas sedimentarias del grupo Puno, cuya micro cuenca se presenta levemente digitada por las quebradas que controlan el flujo de las aguas superficiales, las mismas que convergen al lago Titicaca.

En la parte baja o llanura de inundación es donde se construirá la vía en referencia, esta llanura está constituida por suelos de color gris pardusco a negro, son materiales de origen sedimentario, provenientes de la erosión, descomposición y degradación por los agentes meteorológicos como vientos, lluvias, heladas, altas temperaturas que se dan en la zona.

3.2.6 HIDROLOGÍA

La hidrogeología, como parte de la geología estudia las aguas bajo la superficie del subsuelo, acompañado de la hidrología que, estudia las aguas sobre la superficie evaluando desde un inicio el ciclo del agua para determinar las zonas de escorrentía de la micro cuenca. El trabajo hidrológico, limita toda la micro cuenca de Jallihuaya, con un sistema de drenaje de tipo dendrítico, constituido como subsecuentes por las quebradas, del cerro Jatun Puna que dan origen a un río denominado Ricchari, conformado por subsecuentes que son activados solo en tiempos de mayores precipitaciones.

3.2.6.1 Escorrentía Superficial

Según la morfología de la zona de estudio se ubican dentro de la micro cuenca drenes de tipo dendrítico, los cuales son activados en tiempos de mayores precipitaciones, estos canales tienen una dirección hacia la vía a construirse formando el río Titiri. En algunas partes de la zona de evaluación en zonas de planicies, se pueden ubicar zonas pantanosas como en la parte del centro poblado de Aziruni.

Por la presencia de aguas en la superficie de los terrenos, esta vía deberá de tener un tratamiento especial para estabilizar el terreno de fundación.

Las capas de base y sub base granular del pavimento, fueron diseñadas solamente para tener una resistencia dando escasa importancia al drenaje, una buena base granular debe ser diseñada para drenar rápidamente el agua del pavimento. El drenaje es función de varios aspectos incluyendo la permeabilidad del material, su distribución granulométrica, el porcentaje de material fino (pasante la malla N° 200) y las condiciones geométricas de la superficie y subrasante del pavimento.

3.2.6.2 Lluvia de Diseño

Entre las principales recomendaciones derivadas del estudio hidrológico para diseño hidráulico del sistema de drenaje cabe mencionar:

Se debe tomar en cuenta que debido a su proximidad y características similares del micro cuenca, las descargas máximas tienden a presentarse casi simultáneamente en todas las quebradas, ante la ocurrencia de una tormenta.

El sistema de drenaje pluvial en el ingreso al lago Titicaca deberá tomar en cuenta las fluctuaciones del nivel del lago, cuyo nivel más alto alcanzado es de 3812.msnm en el año 1986.

3.3 TRAZO VIAL Y CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA

El proyecto: “evaluación geológico - geotécnico para el proceso constructivo de la “avenida Jallihuaya - Puno”, se desarrolla realizando previamente una evaluación y diagnóstico de la vía existente, con los resultados del estudio geotécnico, hidrológico, de tránsito y el levantamiento topográfico se plantea el mejoramiento de la vía considerando los siguientes aspectos:

El proyecto contempla la pavimentación flexible de 3+000. Km en un ancho de 7.20 m y 3” de espesor, la conformación del terraplén, enrocado y conformación de la sub base de 20 cm de altura indicados en los planos, la conformación de la base de 20 cm, se realizará a lo largo de toda la vía; se

prevé la construcción de un puente en el kilómetro 1+760 de la avenida Jallihuaya, para la evacuación de aguas pluviales hacia el lago Titicaca (cruce con la avenida Panamericana Sur).

Para el cálculo de la tasa de crecimiento anual se cuenta con datos del parque automotor de la ciudad de Puno en el periodo 1999-2014, encontrando una tasa de 4.85 % de crecimiento anual vehicular para la ciudad de Puno.

TABLA 11: Determinación del aforo vehicular de la vía.

Tipo de vehículo	lmda (vehíc / día)	Estructura porcentual
Ligeros	432	95.96%
Autos y camionetas	217	48.20%
Camioneta rural combi	215	47.76%
Pesados	18	4.04%
Mini buses	5	1.15%
Omnibuses	1	0.17%
Camión 2E	9	2.04%
Camión 3E	2	0.51%
Semitrailer	1	0.17%
Trailer	0	0.00%
Total	450	100.00%

El desarrollo de los trabajos de trazo y topografía constituye la parte más importante del estudio, por cuanto sobre la base de ella se desarrollan las demás actividades de las otras especialidades, por lo que su ejecución se torna crítica por cuanto un atraso en esta actividad puede significar un incumplimiento de la programación del estudio.

La ejecución de los trabajos de trazo y topografía guardan estrecha relación con las indicaciones y sugerencias realizadas por los demás especialistas, especialmente el de geología y geotecnia así como pavimentos y drenaje.

Cada trazo de carretera tiene dos puntos fijos: el inicial y el final, el 0+000 inicia en la panamericana este de la vía asfaltada Puno - llave, y finaliza en la Progresiva 3+000 El problema del trazado, es encontrar el eje que sirva mejor a los terrenos adyacentes y al tráfico que se espera y que pueda ser construido

de acuerdo a las Normas requeridas y al mínimo costo. el primer paso para encontrar el mejor trazo, es hacer un reconocimiento del terreno entre los puntos terminales. Un reconocimiento no es un estudio en el sentido ordinario de la palabra, sino un examen general rápido y crítico del terreno por el que debe pasar la carretera, para determinar sus características topográficas principales y la naturaleza del uso actual y futuro de la tierra.

Se descubrió que existe una ubicación práctica entre los puntos terminales existentes y se determinó que no existe otra ruta con mejores posibilidades para las características de transitabilidad por la existencia del tramo a nivel de carretera afirmada, se fijó la idea del efecto de la carretera en el desarrollo socio económico de la zona del centro poblado de Jallihuaya.

3.3.1 PLANTA

Los trabajos de topografía han incluido el levantamiento de zonas urbanas, de quebradas mayores y menores, de emplazamientos de estructuras, de sectores críticos, de canteras, y del trazo de la vía a ejecutarse.

Para la elaboración de los trabajos de topografía, se usó como información referencial la carta geológica 32 V del cuadrángulo de Puno.

Para el diseño del trazo de la vía a ejecutarse se desarrolló lo siguiente:

- Planos del diseño en general: plano de ubicación y los planos de secciones típicas.
- Planos de planta y perfil longitudinal.
- Planos de secciones transversales.

Como información complementaria se ha adquirido la siguiente información:

- Ficha de Hito Geodésico Puno- pg, adquirida del Instituto Geografico Nacional (IGN).
- Cartas Nacionales hoja, 32 - V (Puno).

3.3.2 PERFIL LONGITUDINAL

Es el plano del trazo en elevación en forma vertical acotado a cada distancia mediante puntos, se trabaja sobre un plano topográfico en planta.

La obtención del perfil longitudinal o plano acotado es el paso previo del trazo de la vía en planta, obtenido del plano de curvas de nivel. el conjunto de puntos que definen un plano acotado, es el resultado generalmente de un relevamiento de elevaciones mediante cotas de nivel.

Para la obtención del perfil longitudinal se trabaja de acuerdo a las progresivas del trazo en planta, con un alineamiento en forma vertical, con alturas de relleno y alturas de corte, para así llegar a la cota rasante y cota terreno, finalmente dando la pendiente en la rasante.

3.3.3 SECCIONES TRANSVERSALES

Los volúmenes del movimiento de tierras son calculados generalmente por el método de las áreas terrenales promedio. Bajo este método, los cortes y rellenos de carreteras son realizados a cada 20 m. en la naturaleza, la superficie del terreno nunca aparece como un plano vertical u horizontal bien definido, pero es más o menos redondeado. Para las secciones se trató de tomar las medidas de tal manera, que se promediaron las superficies redondeando las pequeñas irregularidades en una serie de planos irregulares imaginarios, como se muestra en las secciones transversales.

3.4 GEOLOGÍA DEL ÁREA DE LA INVESTIGACIÓN

La presente descripción, constituye la evaluación geológica de la zona de Jallihuaya; la cual servirá como base para el análisis y modelamiento del proceso de zonificación y diseño de la estructura de la vía.

La clasificación y delimitación de las unidades litoestratigráficas se ha realizado con software relativos para tales estudios, y se ha tomado como base los estudios realizados por el Instituto Geológico Minero y Metalúrgico (INGEMMET). Para la demarcación de cada una de las unidades estructurales, se ha compatibilizado, analizando e interpretando fotografías aéreas con los datos tomados en campo (in situ).

3.4.1 GEOLOGÍA REGIONAL

La geología regional de la zona de evaluación constituye una serie de formaciones geológicas, originadas por elevación o grupo originadas por fuerzas endógenas (orogénesis) y modeladas y divididas por fuerzas exógenas.

La superficie de la erosión puna, marcada por alineamiento de las cumbres., se encuentran a alturas de 4,500.00 a 5,000.00 m.s.n.m., debido al juego de fallas plio cuaternarias.

La mayor parte de las formaciones son de la era terciaria a cuaternaria con afloramientos de intrusivos andesíticos del mioceno y del Grupo Tacaza.

Existe mayor presencia del grupo Puno aledaños a la zona de evaluación, conformado por areniscas arcósicas de color marrón – rojo con fangolitas y conglomerados, pertenecientes a la era terciaria, estos materiales a veces se ubican en contacto con la formación Ayavacas conformado por calizas de color gris masiva con fangolitas rojas, pertenecientes al Cretáceo.

3.4.2 GEOLOGÍA LOCAL

Las formaciones geológicas que afloran en la zona de estudio, fueron evaluadas desde un punto de vista de interés geológico y geotécnico, por sus propiedades de material de rocas sedimentarias. Estas propiedades que dependen de las características litoestratigráficas y estructurales de las formaciones rocosas, que fueron explorados in situ y reconocidos en una

extensión mayor al ámbito del área de estudio (escala 1: 5,000). Así mismo, se ha tomado como referencia los estudios geológicos de carácter regional realizados por el Instituto geológico Minero y Metalurgico INGEMMET (1,993). Durante los estudios se puso énfasis en el reconocimiento y exploración de las formaciones cuaternarias recientes.

Se determina principalmente la posición relativa de las capas estratigráficas de cada formación o grupos. La correlación es el método que liga la secuencia de un lugar con otro, estableciendo el orden de los estratos y la correspondencia y carácter litológico y posición litoestratigráfica. Las formaciones geológicas que afloran en el área de estudio y zonas circundantes son las siguientes.

3.4.2.1. Formación Ayabacas (K-ay)

Deriva su nombre de la localidad de Ayabacas en el cuadrángulo de Juliaca, en la carretera Juliaca-Taraco, corresponde a una secuencia sedimentaria conformada por calizas de color gris claro azulado con variaciones a gris violáceo, intercalada por lutitas rojizas. Las capas de caliza dentro de la formación son generalmente gris claro a oscuro, masivas, lajosas o finamente laminadas y fosilíferas.

En la zona de estudio las calizas se presentan intercaladas con lutitas, margas, dolomitas, en potentes estratos de colores grises y beis representados por los cerros Chejoña al oeste. es común observar las capas de calizas y se pueden distinguir agujeros rellenos con calcita gris clara dentro de una caliza de color más oscuro y textura ligeramente más gruesa con estratificación y restringidas a una capa de 20 cm. de espesor.

Las rocas de origen sedimentario se han emplazado durante el mesozoico-cretáceo medio.

3.4.2.2 Formación Vilquechico (Ks-vi)

Esta formación está conformado por lutitas de color abigarrado y areniscas cuarzosas en capas delgadas siendo dominantes las limolitas y fangolitas el color variables las areniscas de la formación muestran una distribución bimodal de los granos de cuarzo generalmente con menos del 15% de granos redondeados, algunas areniscas muestran solución en contacto de los granos, mientras que otras, muestran un soporte de matriz con cemento calcáreo; alrededor del 5% de los granos son minerales opacos, cuarzo microcristalino y microlina. (NEWELL, 1949), señalo una edad Cretáceo superior para la formación Vilquechico.

3.4.2.3 Formación Muñani (K-mñ)

NEWELL (1945, 1949) La base de la secuencia ha sido ubicada por un rasgo topográfico prominente formado por areniscas que descansan en concordancia con la formación Vilquechico Estas areniscas anaranjadas a marron rojizo friables de grano grueso a fino con estratificación cruzada de canal y con un desarrollo irregular de cuarzo secundario como cemento que dan lugar a rasgos escarpados, en algunos lugares la arenisca se halla completamente recristalizada a una cuarcita purpura; la formación carece de fósiles, es probable que sea de la edad cretáceo superior a terciario inferior.

3.4.2.4 Grupo Puno (T-pu)

NEWELL 1949 es quien dio a la unidad la categoría del grupo. (INGEMMET, Boletín N° 42, (1993), el grupo Puno presenta afloramientos en la zona de estudio con afloramientos en casi toda zona de evaluación. El contorno de la micro cuenca de Jallihuya está conformado por rocas del grupo Puno, conformado por areniscas arcósicas de color marrón rojo con fangolitas y conglomerados del terciario inferior. Poseen fósiles como lamelibranquios (mal conservados), gasterópodos y moluscos.

Los estratos del grupo Puno en la zona de evaluación tienen una dirección Nor Oeste, con buzamientos Nor Este aproximadamente 5 grados.

La micro cuenca Jallihuaya es origen de una falla regional con dirección Nor Oeste y Sur Este, sus rocas son en algunos casos de tipo farallones.

Tomando en cuenta las localidades próximas donde se exhibe los principales afloramientos, como en los alrededores de la ciudad de Puno, y por la amplitud de la ocurrencia del grupo Puno, se prevé su presencia en la base de las formaciones cuaternarias que cubren en la zona de Jallihuaya constituyendo el basamento rocoso.

Tomando como base los estudios realizados por INGEMMET – BOLETÍN 42 (1993: 17), la naturaleza litológica del grupo Puno en la zona de Jallihuaya estarían constituidos por un facie mixto arenisca conglomerado de baja porosidad, cuyos espacios intergranulares están ocupados por minerales de arcilla, cuarzo secundario, calcita o clorita. Hidrogeológicamente, el grupo Puno por sus características litológicas tiene baja conductividad hidráulica. Su contribución como medio transmisor de flujos de aguas subterráneas, es muy baja, con excepción de aquellas zonas afectadas por fracturamiento.

3.4.2.5 Grupo Tacaza (T-ta)

El término Volcánicos Tacaza, fue empleado por primera vez por JENKS (1946), siendo publicado formalmente por NEWELL (1949), describiendo una gruesa acumulación de rocas volcánicas en el cuadrángulo de lagunillas. Posteriores investigadores, han seguido usando el mismo nombre (E. G. MAROCCO y del PINO 1966).

En la zona de estudio el grupo Tacaza, aflora en el cerro Cancharani, litológicamente está compuesto por rocas volcánicas andesíticas masivas de color gris pálido a verde, en sus afloramientos las rocas volcánicas presentan una estructura vesicular, su comportamiento mecánico es poco competente,

friable debido a que está afectado por el alto grado de intemperismo. Su ocurrencia en la zona, no representa una importancia significativa, debido a su posición estratigráfica, generalmente se presenta ocupando las partes altas de los cerros.

3.4.2.6 Grupo Barroso (Tba-U)

La designación como área típica para la formación Barroso fue dado por WILSON y GARCIA (1,962), Posteriormente Mendivil (1965), eleva la formación Barroso a la categoría de grupo.

La formación Umayo descrita previamente como “basaltos umayo” por PORTUGAL (1974), consiste de una serie de flujos de lava, que están bien expuestos cerca de la laguna Umayo en el cuadrángulo de Puno (INGEMMET, boletín nº 42 1993). El grupo incluye a rocas volcánicas y vulcanoclásticas posteriores al grupo Sillapaca, aunque se conoce con el nombre de grupo Barroso a la formación consistente, en una serie erosionada de andesitas y traquitas, provenientes de conos volcánicos pre-pleistocénica donde las tobas dominan sobre las lavas (WILSON Y GARCÍA, 1962).

Como formación Umayo, en la zona de Jallihuaya ocurre una secuencia de lavas de naturaleza andesítica a traquiandesítica de estructura vesicular de color gris de grano fino. Los afloramientos se presentan intensamente diaclazados.

3.4.2.7 Depósitos Cuaternarios (Qr- col- al)

También denominados depósitos recientes comprende los sedimentos del cuaternario al reciente y se dividen en residuales (Fluvio-Aluvial) y transportados (unidades lacustre), los segundos están conformados por depósitos coluviales, aluviales y lacustres, que se han formado desde la última glaciación y que continúan formándose actualmente.

Esta unidad, se halla circunscrita a las partes bajas o depresiones del micro cuenca de Jallihuaya. Según los registros litológicos de 11 calicatas, se ha podido establecer la naturaleza y la descripción del relleno, y distribución de los materiales recientes, los cuales están compuestos por sedimentos de origen fluvio aluvial y depósitos coluviales en la parte baja y ladera de los cerros. Las características litológicas de estos sedimentos está conformado por materiales arcillosos y limos arcillosos en contacto con el basamento; en la parte inferior ocurren una intercalación de sedimentos de arena arcillosa, arena limosas, arenas gravosas compactas de granulometría variable y de espesores inferiores a un metro; en la parte superficial es cubierto por material limo arcilloso de color gris oscuro que forma parte del suelo que recubre toda el área.

a) Depósitos Coluviales-Aluviales

Comprende los depósitos existentes en el fondo del valle, llanuras esparcidas sobre el terreno, cerrando al lago Titicaca, siendo los más representativos Aziruni, Jallihuaya, Salcedo, parte baja de Manto. Estos depósitos están constituidos por arcillas y limos, arenas y gravas no consolidadas, todos ellos incluyen sedimentos coluviales (depósitos formados por derrumbes de laderas). Constituyen suelos agrícolas.

En general está constituido por fragmentos heterogéneos redondeados a sub redondeados de rocas de diferente naturaleza, en una matriz areno arcillosa de color marrón negro a rojizo predominante, esporádicamente; se encuentran en las partes altas y faldas de los cerros que circundan al centro poblado de Jallihuaya, varía según la naturaleza geológica de la roca madre.

b) Depósitos Lacustres

Son sedimentos de grano fino, predominando los limos y las arcillas. Los principales problemas geotécnicos están en relación con su contenido de materia orgánica, siendo en general suelos blandos a muy blandos.

Están constituidos por material fino (arcillas limosas con intercalaciones de lentes de gravas), que han sido depositados por las corrientes lacustres. La sedimentación ha producido la colmatación en gran parte de la bahía de Puno, produciendo la separación de la bahía interior donde la sedimentación es más avanzada.

Estos depósitos litológicos sustentan el desarrollo de la totora y la formación de las islas flotantes; en las que predomina la acumulación y descomposición de la materia orgánica.

3.4.3 HIDROGEOLOGÍA

3.4.3.1 Aguas Subterráneas

Las aguas subterráneas son las que se encuentran bajo la superficie del terreno o dentro de los poros o fracturas de las rocas; en zonas húmedas a 0.50 m. de profundidad, ellas proceden de la precipitación y la condensación.

En la investigación geológica para fines de construcción de la vía, el estudio de la hidrogeología tiene una finalidad distinta a la comúnmente usada. En este caso, no se trata de definir volumen de agua para el consumo o actividades humanas sino que por el contrario, en un estudio para los fines mencionados es importante determinar la presencia e información del agua a lo largo de la longitud de la vía a construirse, por los múltiples problemas de carácter operativo a que puedan dar lugar por no haber sido considerados inicialmente; además, porque puede provocar entre otras cosas, fenómenos de geodinámica, alteración y deformación de los materiales. Existen manifestaciones de agua subterránea aproximadamente a 0.50 m. de profundidad y superficialmente existen pequeñas lagunas de aguas estancadas. En geología de detalle, según las calicatas, la litología, estratigrafía y estructura el acuífero existente es en forma permanente. La cuantificación y distribución de los parámetros de conductividad hidráulica, transmisibilidad y capacidad de almacenamiento de agua en las rocas, se

denota claramente en el grupo Puno; en términos generales los problemas que ocasiona la presencia de agua superficial y subterránea son:

- Disminuye la estabilidad del suelo, haciendo que existan hundimiento en la sub razante.
- Disminuye la capacidad portante del suelo para una construcción de la vía u otra construcción.
- Aumenta el intemperismo químico de la roca y provoca un cambio en sus características geomecánicas.
- Produce oxidación y corrosión de los elementos metálicos cuando se construye puentes.

3.4.3.2 Manantiales

En la zona de estudio los manantiales son fuentes naturales de agua que brota de la tierra o entre las rocas. Puede ser permanente o temporal. Se origina en la filtración de agua, de lluvia, que penetra en un área y emerge en otra, de menor altitud, donde el agua no está confinada en un conducto impermeable.

3.4.3.3 Bofedales

Los bofedales se forman en zonas donde las planicies almacenan aguas provenientes de precipitaciones pluviales, y principalmente afloramientos superficiales de aguas subterráneas. Por eso están siempre verdes, ya que forman ojos de agua y hasta conservan corrientes subterráneas, recursos hídricos importantes en las zonas del altiplano.

3.4.4 GEOMORFOLOGÍA

La geomorfología es la ciencia que estudia las formas de la tierra. Dentro la zona de estudio la geomorfología es amplia, diversa y desigualmente conocida, lo cual plantea problemas por la gran variedad y aparente dispersión de procesos pueden ser microscópicos y aparecer aislados, pero las formas del relieve sólo pueden entenderse de modo global e integrado en la totalidad de la

naturaleza donde participan de múltiples relaciones. Conocer las causas es explicar las geoformas, pues la geomorfología tiene que dar cuenta de la génesis del relieve de la zona.

3.4.5 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL Y TECTÓNICA

La geología estructural permite conocer la distribución y posición de los horizontes rocosos, las discontinuidades de los macizos. Debido a la fuerte actividad tectónica sufrida en el Altiplano durante el Cretáceo Superior, se observa una diversidad de rasgos estructurales, siendo el actual un período de calma tectónica y volcánica, por lo que el área tiene una relativa estabilidad.

Dentro del área de estudio no se ha identificado estructuras importantes. Sin embargo, las rocas volcánicas de la formación Umayo presentan un leve fracturamiento y/o diaclazamiento en las capas superficiales, con rumbos predominantes N - NO y NE y buzamientos verticales a sub-vertical. Los rasgos estructurales en la zona de estudio son los siguientes:

3.4.5.1 Cizallamientos

La disposición estructural de las unidades litológicas sedimentarias muestran un acomodo en bloques fallados, asociados a la época Cretáceo-Terciario con dirección NO -SE. la configuración interior de la Bahía interior de Puno y la micro cuenca, tienen relación con el sistema de fallamiento. Es importante destacar que las fallas interpretadas no son activas, pero si constituyen zonas de debilidad donde se concentran los procesos de erosión.

3.4.5.2 Plegamientos

En las rocas sedimentarias del Grupo Puno y las calizas Ayabacas se manifiestan características de plegamientos, donde el conglomerado del grupo Puno está sobre las calizas Ayabacas. Las calizas Ayabacas están bastante plegadas.

3.4.5.3. Diaclasamiento

En la zona de la micro cuenca los afloramientos rocosos están bastante diaclasados, los sectores más críticos son el cerro Chejoña, Ayrampuni, Ricchari y Canteria donde la caliza Ayabaca está muy alterada e intemperizada. El volcánico Tacaza manifiesta, fracturamiento o diaclasamiento en bloques grandes, con juntas paralelas, perpendiculares y diagonales. La arenisca y conglomerado Puno están diaclasados formando bloques con desprendimientos frecuentes en el sector de Salcedo y Jallihuaya.

3.5 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL AREA DE ESTUDIO

El objetivo general de las investigaciones que se realizan en el sitio es determinar las condiciones geotécnicas del terreno que intervengan en el proyecto, diseño, costo y vida útil del programa ingenieril propuesto; o bien en el estudio de las condiciones de planes terminados o parcialmente terminados.

Antes de comenzar con el análisis de los métodos de exploración geológica se estableció una secuencia ordenada y bien planeada para realizar los estudios, lo cual se traduce en mayor rapidez, eficiencia y menor costo en los trabajos.

Toda la información de carácter geológico es necesaria para definir la factibilidad de la construcción de la vía Av. Jallihuaya; esta información sirve en consecuencia para realizar el estudio geotécnico del sitio.

Para garantizar el éxito en la obtención de los datos geológicos es preciso contar con la experiencia técnica para los trabajos de campo y propiciar durante todas las etapas de exploración geológica una íntima relación entre evaluaciones geológicas con el geotécnico.

Otra característica geotécnica es el conjunto de reconocimientos del terreno y la interpretación de los datos obtenidos, que permiten caracterizar los diversos suelos presentes en la zona de estudio.

3.5.1 ENSAYOS EN LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Para determinar las propiedades mecánicas del suelo, se requiere de ensayos empleando diferentes pruebas de laboratorio de mecánica de suelos y pavimentos. Los ensayos ejecutados en la presente tesis permiten determinar los parámetros geotécnicos para el diseño del pavimento y la zonificación geotécnica.

3.5.2 CALICATAS EN LA PLATAFORMA EXISTENTE

La zona en evaluación el tramo a ejecutarse consta de una estructura de pavimento de base, sub base y terraplén; en la actualidad esta estructura no tiene un comportamiento satisfactorio, por la razón que a nivel de sub rasante no fue tratada adecuadamente. La exploración de esta parte de investigación se realizó junto a la exploración del terreno de fundación.

3.5.3 CALICATAS EN TERRENOS DE FUNDACIÓN

Una estructura de pavimento se comporta satisfactoriamente cuando posee una sub rasante adecuada, la que dependerá del tipo de suelo, donde se ubique el nivel del terraplén, para esto es importante realizar una exploración del suelo, que consiste en ejecutar calicatas a cielo abierto en el suelo de fundación donde se pretende construir la vía, determinándose las características de estratificación.

El estudio de suelos incluye generalmente un programa de exploración del suelo de fundación, observaciones del nivel freático, recuperación de muestras para su estudio mediante ensayos de laboratorio.

3.5.4 ENSAYOS EN LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS

Mediante los ensayos de laboratorio de mecánica de Rocas es posible definir las características físicas de las rocas y por ende predecir el futuro comportamiento del terreno de fundación bajo cargas. se desarrolló los ensayos para definir las propiedades ingenieriles necesarias para el diseño de

control del terreno de fundación. También se ha determinado las características físicas de las rocas a utilizarse para la estabilización del terreno de fundación. Finalmente se ha realizado la zonificación geotécnica.

3.5.5 CARACTERIZACIÓN DE SUELOS, MUESTREOS

Los métodos de exploración y ensayos de laboratorio, exigen realizar una exploración preliminar del terreno con el fin de adaptar el programa de exploración a las condiciones del suelo de fundación, después de haber realizado la exploración preliminar de la zona de estudio y haber realizado el programa de investigación, en base a las fallas de asentamientos de la vía, se realizaron los siguientes procedimientos para lograr una exploración satisfactoria:

3.5.5.1 Ubicación de Puntos de Muestreo

La vía a construirse tiene una longitud de 3+000 km., según el plano del trazo con un ancho de 6.0 m; en la progresiva 1+760 se ejecutará un puente con una longitud de 12.5 m. Y un ancho de 6.0 m. se ha decidido realizar trabajos de exploración mediante calicatas en las siguientes progresivas.

CUADRO 2: Obtención de muestras del terreno de fundación.

Calicata: 01.	Ubicada en la progresiva 0+040.
Calicata: 02.	Ubicada en la progresiva 0+250.
Calicata: 03.	Ubicada en la progresiva 0+520.
Calicata: 04.	Ubicada en la progresiva 0+750
Calicata: 05.	Ubicada en la progresiva 1+020
Calicata: 06.	Ubicada en la progresiva 1+250
Calicata: 07.	Ubicada en la progresiva 1+510
Calicata: 08.	Ubicada en la progresiva 1+750
Calicata: 09.	Ubicada en la progresiva 2+020.
Calicata: 10.	Ubicada en la progresiva 2+450
Calicata: 11.	Ubicada en la progresiva 2+820

3.5.5.2 Perforación SPT

Se ubica en la progresiva 1+760, sobre la que se proyecta construir un puente para paso vehicular, estructurado por medio de estribos y loza de concreto armado, con una luz de 6 m; se ha visto por conveniente realizar esta perforación con ensayo de penetración estándar (SPT) por precaución, debido a que la estructura a construirse no presente fallas de hundimiento o asentamiento diferencial mayor al considerado como permisible. La perforación realizada fue hasta una profundidad de 6.75 m. en el momento de la exploración se tomó en cuenta la humedad de los estratos y la ubicación del nivel freático.

El nivel de terreno natural está a 3,812. m.s.n.m., y el nivel freático se encuentra a 0.60 m de profundidad, este perfil estratigráfico está conformado por arcilla de mediana plasticidad "CL", hasta una profundidad de 2.00 m; de color marron negro, saturado blando. Continuando con el perfil estratigráfico se tiene un estrato limo inorgánico "ML", de color negro a verde, saturado, en estado muy blando, hasta una profundidad de 3.15 m; el siguiente estrato es limo inorgánico de alta plasticidad "MH", color negro, saturado, en estado muy blando a blando, hasta una profundidad de 4.15 m. Finalmente hasta la máxima profundidad explorada de 6.75 m. se presenta un estrato de arcilla orgánica de alta plasticidad "OH" de color marron oscuro, saturado en estado blando a muy blando.

3.5.5.3 Muestreo

De las calicatas mencionadas se han extraído muestras alteradas representativas para cada estrato, con el apoyo de herramientas manuales y una posteadora.

En la perforación "SPT" para el ensayo in situ, se realizó la extracción de muestras para la clasificación de suelos, límites de consistencia, contenido de humedad. Las muestras inalteradas obtenidas en cada calicata de los estratos más críticos de la zona afectada significativamente por la carga de la estructura

proyectada para el pavimento. La profundidad afectada es hasta los 1.50 m. desde el nivel de la rasante, considerándose inicialmente igual al nivel del terreno natural.

CUADRO 3: Obtención de muestras del terreno de fundación.

CALICATA	PROF. (M)	MUESTRA OBTENIDA	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	ENSAYOS EJECUTADOS
C-1	1.50	M-1	Cl	Todos los ensayos en referencia a los formatos
C-2	1.50	M-2	Cl	Todos los ensayos en referencia a los formatos
C-3	1.50	M-3	Cl	Todos los ensayos en referencia a los formatos
C-4	1.50	M-4	Cl	Todos los ensayos en referencia a los formatos
C-5	1.50	M-5	Cl	Todos los ensayos en referencia a los formatos
C-6	1.50	M-6	Cl	Todos los ensayos en referencia a los formatos
C-7	1.50	M-7	Cl	Todos los ensayos en referencia a los formatos
C-8	1.50	M-8	Cl	Todos los ensayos en referencia a los formatos
C-9	1.50	M-9	SC	Todos los ensayos en referencia a los formatos
C-10	1.50	M-10	SC	Todos los ensayos en referencia a los formatos
C-11	1.50	M-11	SM-SC	Todos los ensayos en referencia a los formatos

a) Descripción visual de suelos (NORMA ASTM D-2573)

Se llevó a cabo en forma paralela a la etapa de muestreo, a fin de realizar procedimientos de identificación de suelos en el campo, por simple inspección visual y examen al tacto del material extraído de los diferentes estratos de las calicatas, con el propósito de obtener una clasificación preliminar del suelo para su posterior contraste con los resultados obtenidos en laboratorio.

Se realizó algunos ensayos considerados de carácter general por que en su mayoría los suelos son finos. Se adjunta los cuadros de identificación y descripción de suelos.

3.5.6 PERFIL ESTRATIGRAFICO DE LAS CALICATAS

En base a los trabajos de campo, descripción visual y ensayos de laboratorio, se deduce lo siguiente:

Calicata N°01 lado derecho. Prog.0+040

El nivel freático se encuentra a 0.40 m del nivel del terreno natural, estando éste a 3,810.m.s.n.m.; el estrato está conformado por suelo de arcilla de mediana plasticidad "CL", de color marron negro, saturado, en estado de consistencia suave de baja estabilidad, la profundidad de exploración fue de 1.50 m.

Calicata N° 02 lado izquierdo. Prog.0+250

El nivel freático se encuentra a 0.50 m del nivel del terreno natural, estando éste a 3,810. m.s.n.m.; el estrato está conformado por suelo de arcilla de mediana plasticidad "CL", de color marron negro, saturado, en estado de consistencia suave de baja estabilidad, la profundidad de exploración fue de 1.50 m.

Calicata N° 03 lado derecho. Prog.0+520

El nivel freático se encuentra a 0.45 m del nivel del terreno natural, estando éste a 3,811.00 m.s.n.m., el estrato está conformado por suelo de arcilla de mediana plasticidad "CL", de color marron negro, saturado, en estado de consistencia suave de baja estabilidad, la profundidad de exploración fue de 1.50 m.

Calicata N° 04 lado izquierdo. Prog.0+750

El nivel freático se encuentra a 0.70 m del nivel del terreno natural, estando éste a 3,811.00 m.s.n.m., el estrato está conformado por suelo de arcilla de mediana plasticidad "CL" de color marron, saturado, en estado de consistencia suave de baja estabilidad, la profundidad de exploración fue de 1.50 m.

Calicata N°05 lado derecho. Prog.1+020

El nivel freático se encuentra a 0.80 m del nivel del terreno natural, estando éste a 3,813.m.s.n.m., el estrato está conformado por suelo de arcilla de mediana plasticidad "CL", de color marron, saturado en estado de consistencia suave de baja consistencia, la profundidad de exploración fue de 1.50 m.

Calicata N°06 lado izquierdo. Prog.1+250

El nivel freático se encuentra a 0.80 m del nivel del terreno natural, estando éste a 3,813.m.s.n.m., el estrato está conformado por suelo de arcilla de mediana plasticidad "CL" de color marron, saturado, en estado de consistencia suave de baja estabilidad, la profundidad de exploración fue de 1.50 m.

Calicata N°07 lado derecho. Prog.1+510

El nivel freático se encuentra a 1.00 m del nivel del terreno natural, estando éste a 3,815.m.s.n.m., el estrato está conformado por suelo de arcilla de mediana plasticidad "CL" de color marron, saturado, en estado de consistencia suave de baja estabilidad, la profundidad de exploración fue de 1.50 m.

Calicata N°08 lado izquierdo. Prog.1+750

El estrato está conformado por suelo de arcilla de mediana plasticidad "CL" de color marron, en estado de consistencia suave de baja estabilidad, la profundidad de exploración fue de 1.50 m.

Calicata N°09 lado derecho. Prog.2+020

El estrato está conformado por suelo de arena arcillosa “SC” de color marron, negro de regular estabilidad, la profundidad de exploración fue de 1.50 m.

Calicata N°10 lado Izquierdo. Prog.2+450

El estrato está conformado por suelo de arena arcillosa “SC” de color marron, negro de regular estabilidad, la profundidad de exploración fue de 1.50 m.

Calicata N°11 lado Derecho. Prog.2+820

El estrato está conformado por suelo de arena limosa arcillosa “SM-SC”, de color marron, de regular estabilidad, la profundidad de exploración fue de 1.50 m.de acuerdo a los valores de capacidad de soporte de los suelos de la subrasante, se establecen las siguientes categorías:

CUADRO 4: Valores de C.B.R de los suelos.

Nº	PROGRESIVA	CALICATA	PROF. (M)	PROCTOR		CBR	
				MDS	OCH	95%	100%
1	0+040	C – 1	1.50	1.96	10.50	6.8	9.7
2	0+250	C – 2	1.50				
3	0+520	C – 3	1.50	1.95	11.80	6.6	8.2
4	0+750	C – 4	1.50				
5	1+020	C – 5	1.50	1.94	11.60	6.4	7.5
6	1+250	C – 6	1.50				
7	1+510	C – 7	1.50	1.92	12.80	5.8	8.0
8	1+750	C – 8	1.50				
9	2+020	C - 9	1.50	2.04	7.5	11.0	14.5
10	2+450	C -10	1.50				
11	2+820	C -11	1.50				

3.5.7 SUELOS EXPANSIVOS

Los suelos expansivos son un tipo de arcillas que tienen la propiedad de incorporar moléculas de agua a su estructura. El cambio de contenido de

humedad hace que estos materiales experimenten importantes cambios de volumen. Este fenómeno depende principalmente del contenido mineralógico de las arcillas, siendo la motmorillonita el mineral con mayor potencial expansivo especialmente cuando se encuentra compuesta con iones sódicos.



CAPITULO IV

EXPOSICIÓN Y DISCUSION DE RESULTADOS

4.1 EXPOSICIÓN DE MAPAS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

Toda la información de carácter geológico es necesaria para definir la factibilidad de construcción de la vía; esta información servirá en consecuencia para realizar el estudio geotécnico del sitio. Los datos geológicos son necesarios en primer término en la etapa de ante proyecto, durante la cual se selecciona, en gabinete, el trazo para la construcción de la vía. En esta etapa los datos geológicos se obtienen de fotografías satelitales (Google Earth), planos geológicos y de toda la información bibliográfica geológica (Carta Geológica V-32) o geotécnica existente.

En la etapa de reconocimiento de campo y exploración geotécnica, se logró obtener la información detallada de datos geológicos y geotécnicos según, levantamientos topográficos, pozos a cielo abierto (calicatas).

4.1.1 EXPOSICIÓN GEOLÓGICA

La micro cuenca Jallihuaya está rodeado por los cerros más resaltante como el cerro Incapucara, cerro Inca, cerro Pacocahua, cerro Pucara y cerro Huateana y otros. Todos estos cerros están constituidos por rocas sedimentarias del grupo Puno pertenecientes al Terciario Inferior (Newell, N. D. 1949); este

grupo está conformado por areniscas arcóscas tufáceas conglomerádicas y lutitas de color marrón.

Según la evaluación geológica, se piensa que el origen de esta micro cuenca fue dada por un movimiento orogénico en la fase Inca. En esta zona los estratos del grupo Puno sufrieron procesos de movimientos geológicos, produciéndose fallas, diaclazamientos, fracturamientos y volteos de los estratos con diferentes rumbos y buzamientos.

Mediante agentes geomorfológicos externos como las precipitaciones pluviales, corridas de vientos, heladas, etc., moldean las superficies de la zona, dando lugar a un valle en forma de U. a su vez existen laderas, colinas, pies de monte, llanuras aluviales, quebradas, etc.

La llanura de inundación se encuentra saturada de aguas subterráneas hasta una profundidad de aproximada de 0.50 m, producto de las infiltraciones en épocas de mayores precipitaciones y por otra parte por la infiltración subterránea de aguas del lago Titicaca.

4.1.2 EXPOSICIÓN DE PERFILES GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

4.1.2.1 Perfil Geológico

Es importante conocer la estratigrafía; según p. termir la estratigrafía nos cuenta la historia de la tierra, de tal manera que a veces es de suma importancia decir el origen, espesor, distribución y posición en la secuencia, de las distintas unidades litológicas presentes; lo cual indica la evolución histórica del sitio.

El perfil geológico se define como el diagrama que muestra la superficie del terreno tal como aparece al cortar transversalmente por un plano vertical, donde aparece la reconstrucción en profundidad de la estructura geológica de la zona, puede definirse también como una sección vertical o perfil interpretativo de la geología superficial para cuya realización se utilizan los datos obtenidos en campo como la secuencia de estratos en el afloramiento

geológico. la litología comprende tanto el estudio de suelos como de rocas. según la definición de TERZHAGHI, (1958) son suelos aquellos agregados naturales de partículas minerales que pueden ser disgregados por agentes mecánicos.

En la micro cuenca Jallihuaya según los trabajos de cortes o perfiles geológicos se observan que los estratos que afloran de las rocas sedimentarias del Grupo Puno, tienden a dirigirse con un rumbo de 85° SE y con un buzamiento 25° al SW. Según criterios geológicos estos estratos tienen una potencia aproximada de 660.m. sus estratos están conformados por una estructura heterogénea como conglomerados, micro conglomerado, fangolitas, lutitas y arcillas. Tienen una textura porosa.

4.1.2.2 Perfil Geotécnico

Perfil geotécnico es el conjunto de reconocimientos del terreno y la interpretación de los datos obtenidos, que permiten caracterizar los diversos suelos presentes en la zona de estudio, en edafología se llama perfil del suelo al conjunto de horizontes existentes al hacer un corte transversal del mismo, conjunto que determina el tipo de suelo, lo más ordinario es que falte alguno de los horizontes.

Se dividió a las unidades litológicas con unidades geotécnicas, esto con características litológicas, como también sus propiedades mecánicas, intemperismo, etc. Estas unidades son de carácter local.

4.1.3 EXPOSICIÓN DE RESULTADOS EN SUELOS DE FUNDACIÓN

En sentido general de la ingeniería, suelo de fundación se define como el terreno con agregados no cementado de granos minerales y material orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas.

El suelo de fundación sirve para soportar las cimentaciones estructurales. Por esto, se debe estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras más.

Durante la exploración del suelo de fundación se dió a conocer el origen de los depósitos de estos suelos sobre los que se construirán las estructuras del pavimento, se realizaron los siguientes trabajos:

4.1.4 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DE FUENTES DE AGUAS

La calidad del agua se refiere a las características de ésta, que puede afectar su adaptabilidad a diferentes usos, según el tipo y la cantidad de sales disueltas. Las características del agua se deben a la disolución o meteorización lenta de rocas y minerales transportados por el agua.

Con la finalidad de identificar las fuentes de agua para ser empleado en la obras de la vía. Se ubicaron fuentes de régimen permanente.

4.1.5 PARÁMETROS FÍSICOS DE SUELOS DE FUNDACIÓN

Para determinar las propiedades mecánicas del suelo, se realizaron pruebas de ensayos del suelo de fundación en laboratorio de mecánica de suelos, los ensayos ejecutados permiten determinar los parámetros para el diseño de pavimento y la zonificación geotécnica.

Propiedades físico – mecánicas:

- | | |
|--|-------------------------|
| • Determinación del contenido de humedad | MTC E 108 (ASTM-D-2216) |
| • Análisis granulométrico por tamizado | MTC E 107 (ASTM-D-422) |
| • Determinación del límite líquido | MTC E 110 (ASTM-D-423) |
| • Determinación del límite plástico | MTC E 111 (ASTM-D-424) |
| • Det. Humedad-densidad(p. Modificado) | MTC E 115 (ASTM D-1557) |
| • (CBR) | MTC E 132 (ASTM-D-1883) |
| • Clasificación de SUCS | (ASTM-D-2487) |
| • Clasificación AASHTO | (ASTM D-3282) |

4.1.6 CAPACIDAD DE SOPORTE DEL TERRENO DE FUNDACIÓN

El desconocer las características físicas y constitución del suelo sobre el cual se pretende construir una estructura, trae como consecuencia después de terminado la construcción, deformaciones que ocasionan hundimientos y grietas que pueden ser muy perjudiciales.

En el pavimento un adecuado estudio del suelo sobre el cual se pretende levantar una construcción facilita al ingeniero los datos necesarios para determinar el tipo y diseño más apropiado y económico de la cimentación; también debe entenderse que no todos los casos requieren los mismos estudios; en el presente capítulo se determinó la capacidad portante y el asentamiento para definir el tipo y capacidad de soporte de los suelos de fundación.

Se efectuaron:

- Calicatas cada 250 ml.
- Profundidad de 1.50 m.

Visualmente se clasifican a los suelos en grupos básicos tales como: arena, limos y arcillas.

Observación directa propiedades en campo

- Textura.
- Forma de los granos.
- Granulometría.
- Plasticidad.
- Color.

Actualmente se viene reemplazando al C.B.R por el módulo resiliente (Mr) especificado en la Norma AASHTO T-274.

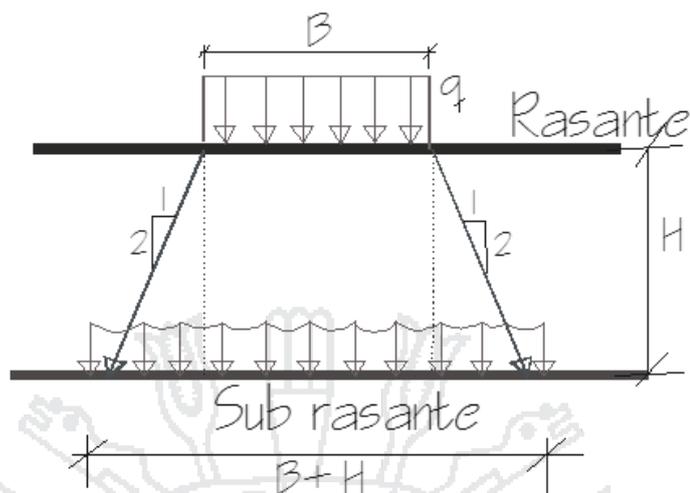


FIGURA 11: Distribución empírica de esfuerzos. Terzaghi K. (1959)

$$F = d_A q_1 A_1 = q_A$$

$$F = q_1 A_1 q_1 = \frac{q_A}{A_1}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi B^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi}{4} (b+h)^2$$

$$q_1 = \frac{q \frac{\pi D^2}{4}}{\frac{\pi}{4} (B+H)^2} = \frac{q B^2}{(B+H)^2} = q \left(\frac{B}{B+H} \right)^2$$

$q_1 =$ carga re distribuida resistencia en ese nivel

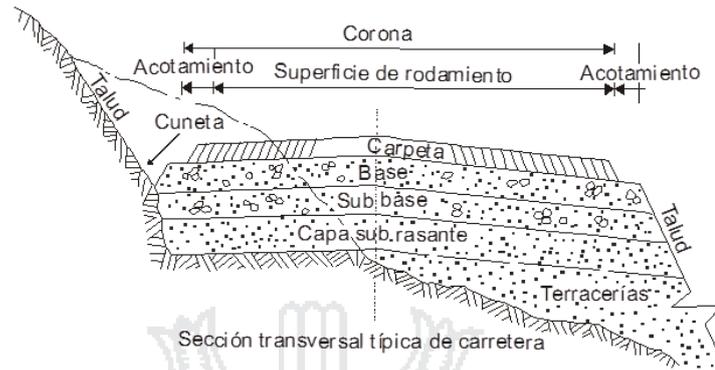


FIGURA 12: Consideraciones geotécnicas del terraplén.

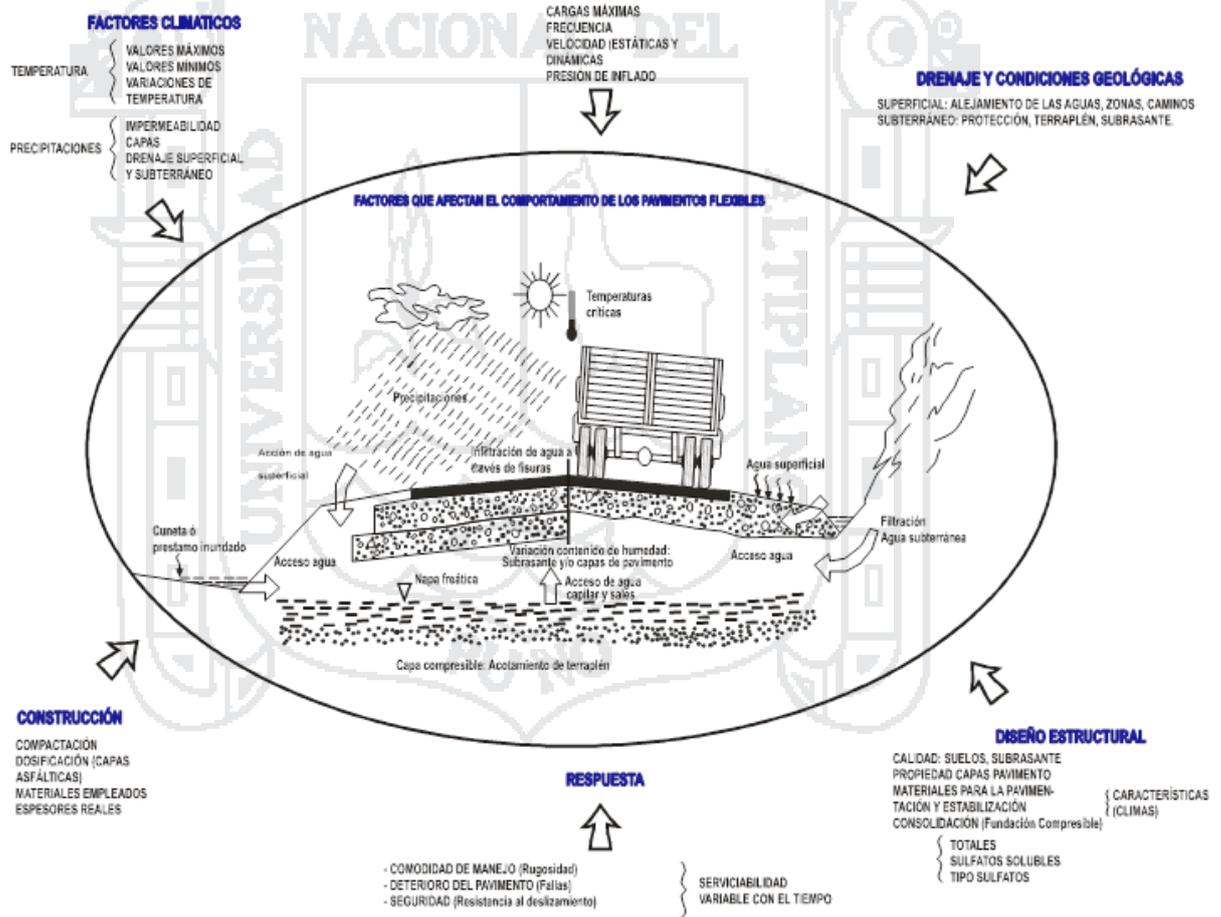


FIGURA 13: Factores en el comportamiento de los pavimentos flexibles.

4.1.6.1 Cimentación del Terraplén

Se denomina terraplén a la tierra con que se rellena un terreno para levantar su nivel y formar un plano de apoyo adecuado para hacer una obra. Este trabajo consiste en el acondicionamiento del terreno natural, que será cubierto por un relleno de material adecuado compactado por capas hasta alcanzar el nivel de subrasante, en todas ellas el suelo o terreno juega un papel como elemento estructural.

En el terraplén se distinguen tres zonas consecutivas:

- La zona inferior, consistente en el terreno natural escarificado, nivelado y compactado.
- La zona intermedia, consistente en el relleno propiamente dicho, que conforma el cuerpo principal del terraplén a construir por capas.
- La zona superior o corona los últimos 0.30 m de espesor compactado y nivelado para, soportar directamente el afirmado de la carretera.

El análisis de las particularidades del suelo o terreno como elemento soporte de las diferentes tipos de cimentaciones de las obras, es un estudio particularizado de su estructura y componentes físico-químicos y el comportamiento de estos ante las cimentaciones superficiales, profundas, con cargas estáticas o dinámicas aplicadas sobre el mismo.

4.1.6.2 Mejoramiento de la Sub Rasante

Este trabajo consiste en la eventual disgregación del material hasta el nivel de la subrasante existente, el retiro o adición de materiales, la mezcla, humedecimiento o aireación, compactación y perfilado final, conforme con las dimensiones, alineamientos y pendientes señalados en los planos del proyecto. Los materiales de adición deberán presentar una calidad tal, que la capa mejorada cumpla los requisitos exigidos para la corona de terraplén.

4.1.6.3 Presencia de Agua en el Terreno de Cimentación

Las condiciones iniciales de un terreno pueden variar fundamentalmente en determinados casos, debido a la presencia de agua superficial o subterránea. Las aguas superficiales, que llegan a un terreno o caen sobre él, penetran en las capas permeables del suelo. Este escurrimiento vertical se detendrá al llegar al agua sobre una capa de suelo fino menos permeable o impermeable, especialmente sobre roca sana. El agua que se apoya en estas capas impermeables del subsuelo constituye lo que se denomina “napa subterránea”.

4.1.6.4 Conformación del Terraplén

En los terraplenes se distinguirán las siguientes partes o zonas constitutivas:

Cimiento, es la parte inferior del terraplén en contacto con la superficie de apoyo. Su espesor será como mínimo de 1.0 m.

Base, parte del terraplén que está por debajo de la superficie original del terreno, la que ha sido variada por el retiro de material inadecuado.

Cuerpo, parte del terraplén comprendida entre la base y la corona.

Corona (capa subrasante), formada por la parte superior del terraplén, construida en un espesor de treinta centímetros (30 cm).

4.1.6.5 Ensayos in Situ

Los ensayos "in situ" son literalmente los que se realizan en el mismo lugar donde se encuentra el objeto de análisis. En geotecnia, se aplica el término a los ensayos que se realizan sobre un terreno para determinar sus características.

Forman parte de las técnicas de reconocimiento geotécnico, constituyendo una alternativa o complemento a los ensayos de laboratorio sobre muestras extraídas.

4.1.6.6 Compactación

Compactación. es un proceso de la disminución o minimización de espacios vacíos por medio de la acción mecánica de los equipos de compactación. Durante este proceso se puede mejorar las características del suelo, con un aumento simultáneo de densidad. Con la compactación de un suelo se busca:

- Mayor capacidad de carga; al compactar un suelo se obtiene mayor densidad del mismo, debido a lo anterior se obtiene una mejor distribución de fuerzas que actúan directamente sobre el suelo como consecuencia que transmite la carga, lo que nos da una mayor capacidad de carga.
- Mayor estabilidad al construirse la vía sobre un suelo sin compactar o compactado en forma desigual, el suelo por la acción de la carga, se asienta en forma lo cual ocasionara grietas en la estructura, y en un momento dado la inestabilidad de la construcción.

4.1.6.7 Determinación de la Densidad “in Situ”

El ensayo permite obtener la densidad de terreno y así verificar los resultados obtenidos de compactación de suelos, en las que existen especificaciones en cuanto a la humedad y la densidad.

Entre los métodos utilizados, se encuentran el método del cono de arena. son aplicables en suelos cuyos tamaños de partículas sean menores a 50 mm. y utilizan los mismos principios. Para obtener el peso del suelo húmedo (W_h) de una pequeña perforación hecha sobre la superficie del terreno y generalmente del espesor de la capa compactada. Obtenido el volumen de dicho agujero la densidad del suelo estará dada por la siguiente expresión:

$$\Gamma_h = w_h / \text{vol. Exc (grs/cc)}$$

Si se determina luego el contenido de humedad (w) del material extraído, el peso unitario seco será:

$$\Gamma_d = \gamma_h / (1 + w) \text{ (grs/cc)}$$

4.1.6.8 Análisis de Asentamientos

El asentamiento admisible de una cimentación superficial puede controlar la capacidad de carga admisible. La capacidad de carga admisible será la menor de las dos siguientes condiciones:

$$q_{adm} = \left\{ \begin{array}{c} q_u \\ \frac{q_u}{FS} \\ 0 \\ q_{adm} \end{array} \right\}$$

El asentamiento de una cimentación puede dividirse en dos categorías principales (a) asentamiento inmediato o elástico y (b) asentamiento por consolidación. El asentamiento inmediato o elástico de una cimentación tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura. El asentamiento por consolidación ocurre con el tiempo. El agua de poro es expulsada de los espacios vacíos de los suelos arcillosos saturados sumergidos en agua. El asentamiento total de una cimentación es la suma del asentamiento elástico más el asentamiento por consolidación.

4.1.6.9 Licuación de Suelos

En suelos granulares con finos cohesivos ubicados bajo la napa freática, las sollicitaciones sísmicas pueden originar el fenómeno denominado licuación, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo, como consecuencia del incremento de la presión de poros que se genera en el agua contenida en sus vacíos y originada por la vibración que produce el sismo. Esta pérdida de resistencia al corte genera la ocurrencia de fallas por los grandes asentamientos en las obras sobreyacentes y por el desplazamiento lateral de taludes y terraplenes.

4.2 ESTUDIO DE TRÁFICO

El estudio de tráfico tiene por finalidad cuantificar, clasificar y conocer el volumen de vehículos que circulan por el tramo de la avenida Jallihuaya, indispensable para la determinación de las características de diseño del pavimento; para estos cálculos se ha considerado exclusivamente la acción de los buses de 2 ejes, camiones de 2 ejes, camiones de 3 ejes y todo vehículo pesado, dado que el efecto destructivo de los vehículos ligeros se puede considerar prácticamente despreciable.

El estudio determinó tramos para el tráfico actual existente en las vías, sus características y proyecciones para el periodo de vida útil, en número acumulado de repeticiones de carga de ejes equivalentes de 8.2 toneladas, dato necesario para el diseño de la estructura del pavimento. Por tanto, la determinación del tráfico de diseño se considerado en el estudio.

4.3 CÁLCULO DEL TRÁFICO DE DISEÑO

Con los datos proporcionados en el estudio de tráfico se determinó el número acumulado de repeticiones de ejes equivalentes a 8.2 toneladas para el periodo de diseño para cada tramo determinado, de acuerdo a la formula:

$$N_{rep} = \frac{365}{2} \times \sum IMD_i \times FD_{i,x} \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right]$$

Donde:

IMD : Índice medio diario

FD_T : Factor destructivo del tipo de vehículo

N : Periodo de diseño

I : Tasa de crecimiento

CUADRO 5: Distribucion de índice media (veh/dia).

**IMDA
(VEH/DIA)**

TIPO DE VEHÍCULOS	IMD	DISTRIB. %
AUTOS	27	6.2%
SATATION WAGON	90	20.7%
CAMIONETA PICK UP	55	12.7%
PANEL	4	0.9%
RURAL (COMBI)	192	44.2%
MICRO	6	1.4%
OMNIBUS 2E Y 3E	15	3.5%
CAMIÓN 2E	25	5.8%
CAMIÓN 3E	2	0.5%
CAMIÓN 4E	17	3.9%
SEMI TRAYLER	1	0.2%
TRAYLER	0	0.0%
TOTAL IMD	434	100.0%

Es posible que la variable o factor más importante en el diseño de una vía sea el tránsito, pues, si bien el volumen y dimensiones de los vehículos influyen en su diseño geométrico, el número y el peso de los ejes de éstos son factores determinantes en el diseño de la estructura del pavimento.

Respecto del estudio de la demanda del tránsito la Norma DG-2001 establece los criterios generales para la determinación de ésta, por ejemplo. El índice medio diario como: “una medida del tránsito fundamental que se utiliza para determinar los kilómetros Vehículo recorridos en las diferentes categorías de los sistemas de carreteras rurales y urbanas”, El manual para el diseño de caminos no pavimentados de bajo volumen de tránsito, amplía en su capítulo 2 una metodología para el estudio de la demanda de tránsito, estableciendo por ejemplo el crecimiento del tránsito utilizando la relación

$$T_n = T_o (1 + i)^{n-1}$$

Donde:

- T_n : Tránsito proyectado al año “N” en vehículo/día
- T_o : Tránsito actual (año base o) en vehículo/día
- N : Años del periodo de diseño (*) generalmente 20 años

I : Tasa anual de crecimiento del tránsito. Definida en correlación con la Dinámica de crecimiento socio-económico (*) normalmente entre 2% Y 6% a criterio del equipo de estudio.

Esal. El método AASTHO considera que un pavimento debe de resistir un número determinado de cargas durante su vida útil. Como el tránsito está compuesto por vehículos de diferente peso y número de ejes, para fines de cálculo se los transforma en un número equivalente de ejes tipo, de 80 kn o 18 kips denominándoles carga axial equivalente a un eje simple (equivalent simple axial load o esal).

Para el cálculo del número esal se utiliza la relación:

$$ESAL = ADT_0 * T * Tf * G * L * 365 * Y$$

En donde:

Adt_0 : Tráfico diario promedio al iniciar el periodo de diseño (*) cantidad de vehículos totales.

T : Porcentaje de camiones

Tf : Factor camión

G : Factor de crecimiento

D : Factor direccional

L : Factor carril (line)

Y : Número de años (year) en general se diseña para 20 años en promedio.

El Adt. Es la determinación del tráfico existente, está referido a la cantidad diaria de vehículos que circulan por una vía como resultado de un estudio de tráfico.

T , porcentaje de camiones en el adt

Tf , es un factor que evalúa los ejes, es decir es el factor camión o factor de equivalencia

De carga.

Aquí se evalúan las cargas equivalentes para el diseño de los pavimentos. Con el objeto de evaluar el efecto en un pavimento flexible de las cargas diferentes a la estándar de 8.2 toneladas, se han establecido factores de equivalencia de carga por eje, que se han obtenido a partir de los resultados del AASHTO ROAD TEST. Los resultados obtenidos en el camino de prueba de la AASHTO, han permitido determinar que la equivalencia entre cargas diferentes transmitidas al pavimento por el mismo sistema de ruedas y ejes, se expresa como:

$$\text{Factor equivalencia de carga} = \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^4$$

En donde:

P_0 : carga estándar

P_1 : carga cuya equivalencia con la estándar se desea calcular

G, es un factor de crecimiento el cual nos permite evaluar la cantidad de vehículos que discurran sobre el pavimento. Aquí se utiliza una tasa de crecimiento anual y el tráfico promedio al inicio y al final del periodo de diseño.

$$G = \frac{1}{2} * [1 + (1 + r)^Y]$$

En donde:

R : tasa anual de crecimiento vehicular

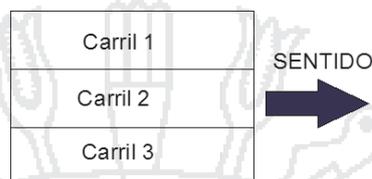
El instituto del asfalto y la AASHTO recomiendan el uso del tráfico para todo el periodo de diseño, es decir:

$$G * y = \frac{(1 + r)^y - 1}{r}$$

D, es el factor direccional, que está referido al porcentaje de vehículos por dirección o sentido. Si no se tuvieran estudios o detalles de los porcentajes del sentido del flujo se puede asumir con un criterio conservador un 50% en cada sentido.

L, factor carril, viene a ser la distribución del flujo vehicular en cada carril por sentido, el criterio para asumir un valor dado debe ser sustentado, usualmente se toma el mayor.

CUADRO 6: Distribucion del flujo vehicular en cada carril.



Y (year), número de años o tiempos que estará en funcionamiento la vía.
Definiciones.

- Transito anual (ta), es el N° de vehículos que pasan durante un año
- Transito mensual (tm), es el N° de vehículos que pasan durante un mes
- Transito semanal (ts), es el N° de vehículos que pasan durante una semana
- Tránsito diario (td), es el N° total de vehículos que pasan durante un día
- Tránsito horario (th), es el N° de vehículos que pasan durante una hora.

4.4 ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

En general un pavimento puede estar constituido de los siguientes elementos o partes estructurales:

4.4.1 SUB BASE

Es la capa de material seleccionado que se coloca encima de la subrasante, tiene por objeto:

- Actuar como una capa drenante del pavimento
- Asimilar o absorber en la medida de lo posible los cambios volumétricos, elásticos y plásticos perjudiciales que le fueran inducidos por la subrasante.

- Evitar el fenómeno de capilaridad dentro de la estructura del pavimento.
- El material componente del sub base debe de ser seleccionado y tener una mejor capacidad de soporte que la sub rasante.

4.4.2 BASE

Es el principal elemento estructural en los pavimento flexibles y que en los pavimentos rígidos puede ser reemplazado por la sub base, tiene por finalidad absorber los esfuerzos transmitidos por las cargas de los vehículos y además, repetir uniformemente estos esfuerzos a la sub base y terreno de fundación. El material pétreo que se emplee en la base y terreno de fundación. Deberá de tener los siguientes requisitos:

- Ser resistente a los cambios de humedad y temperatura
- No presentar cambios de volumen que sea perjudiciales
- Debe de tener una adecuada resistencia al desgaste
- Los límites líquidos e índices de plasticidad deben de ser adecuados.
- Debe de tener una adecuada gradación ajustada a las especificaciones del diseño.
- Debe de tener un adecuado C.B.R.

4.4.3 CAPA DE RODADURA

Que es la capa superficial o externa, que estará en contacto con las solicitaciones y tiene como función principal el proporcionar una superficie suave al deslizamiento y resistente al desgaste. En el caso de los pavimentos rígidos, constituye además el principal elemento estructural.

La Norma Peruana DG-2001 establece los rangos y las características que deben de cumplir la sub base, bases y superficies de rodadura de un pavimento.

TABLA 12 : Husos granulometricos para sub base granular (ASTM D 1241).

Tamiz	PORCENTAJE QUE PASA EN PESO			
	GRADACIÓN A (1)	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° 4)	25-55	30-60	35-65	50-85
2.0 mm (n° 10)	15-40	20-45	25-50	40-70
4.25 mm (n°40)	8-20	15-30	15-30	25-45
75 um (n° 200)	2-8	5-15	5-15	8-15

La curva de gradación "a" deberá emplearse en zonas cuya altitud sea igual o superior a 3000 m.s.n.m.

TABLA 13 : Ensayos para sub base granular (ASTM D 1241).

ENSAYOS	NORMA MTC	NORMA ASTM	NORMA AASHTO	REQUERIMIENTO	
				<3000 MSNM	≥3000 MSNM
Abrasión	MTC E 207	C 131	T 96	50% máx.	50% máx.
C.B.R (1)	MTC E 132	D 1883	T 193	40% máx.	40% máx.
Límite líquido	MTC E 110	D 4318	T 89	25% máx.	25% máx.
Índice de plasticidad	MTC E 111	D 4318	T 89	6% máx.	4% máx.
Equivalente de arena	MTC E 114	D 2419	T 176	25% máx.	35% máx.
Sales solubles	MTC E 218			1% máx.	1% máx.
Partic chatas y alargadas.	MTC E 211	D 4791		20% máx.	20% máx.

Requerido al 100% de la máxima densidad seca y una penetración de carga de 0.1" (2.5 mm).

La relación ha emplearse para la determinación es 1/3 (espesor/longitud).

TABLA 14 : Husos granulometricos base granular (ASTM D 1241).

TAMIZ	PORCENTAJE QUE PASA EN PESO			
	GRADACIÓN A (1)	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° 4)	25-55	30-60	35-65	50-85
2.0 mm (n° 10)	15-40	20-45	25-50	40-70
4.25 mm (n°40)	8-20	15-30	15-30	25-45
75 um (n° 200)	2-8	5-15	5-15	8-15

La curva de gradación “a” deberá emplearse en zonas cuya altitud sea igual o superior a 3000 m.s.n.m.

Índice de durabilidad	MTC E 214	35% máx.	35% máx.
-----------------------	-----------	----------	----------

El material de base granular deberá cumplir además con las siguientes características físico-mecánicas y químicas que a continuación se indican:

Valor relativo de soporte, CBR (1)	Tráfico ligero y medio	Min. 80%
	Tráfico pesado	Min 100%

TABLA 15 : Requerimientos agregados grueso (ASTM D 1241)

ENSAYOS	NORMA MTC	NORMA ASTM	NORMA AASHTO	REQUERIMIENTO	
				ALTITUD	
				<3000 MSNM	≥3000 MSNM
Partícula con una cara fracturadas	MTC E 210	D 5821		80% máx.	80% máx.
Partícula con dos caras fracturadas	MTC E 210	D 5821		40% máx.	50% máx.
Abrasión los ángeles	MTC E 207	C131	T 96	40% máx.	40% máx.
Partículas chatas y alargadas (1)	MTC E 221	D 4791		15% máx.	15% máx.
Sales solubles	MTC E 219	D 1888		0.5% máx.	0.5% máx.
Pérdida con sulfato de sodio	MTC E 209	C 88	T 104	---	12% máx.
Pérdida con sulfato de magnesio	MTC E 209	C 88	T 104	---	18% máx.

TABLA 16 : requerimientos agregados finos.

ENSAYOS	NORMA	REQUERIMIENTO	
		<3000 MSNM	≥3000 MSNM
Índice de plasticidad	MTC E 111	4% máx.	2% máx.
Equivalente de arena	MTC E 114	35% máx.	45% máx.
Sales solubles totales	MTC E 219	0,55% máx.	0,5% máx.

Para ambas capas se señala que debe de realizarse un tramo de prueba previo a la colocación del material en obra, de modo que se verifiquen sus propiedades y se establezca el método o procedimiento constructivo más adecuado (DAS, B. M. 2000)

4.4.4 EL NÚMERO ESTRUCTURAL

Es un número abstracto que expresa la resistencia estructural de un pavimento requerida para una combinación específica del valor de soporte del suelo, cargas equivalentes a un eje simple de 18,000 libras, capacidad de servicio y factor regional. El s_n requerido se debe de convertir a espesores reales de superficie de rodadura, base y sub base por medio de los apropiados coeficientes de capas, que representan la resistencia relativa del material que se va usar en cada capa.

La ecuación estructural es:

$$S_n = A_1 * D_1 + A_2 * D_2 * M_2 * A_3 * D_3 * M_3$$

Donde:

A_1, A_2, A_3 Son coeficientes estructurales o coeficientes de resistencia relativa de las capas 1, 2, 3.

D_1, D_2, D_3 Son espesores de la capa estructural 1, 2, 3

M_2, M_3 Coeficientes de drenaje para la base y sub base respectivamente.

4.5 OBRAS DE ARTE

Las características geográficas, hidrológicas, geológicas y geotécnicas de nuestro país dan lugar a la existencia de problemas complejos en materia de drenaje superficial y subterráneo aplicado a carreteras; debido al carácter muy aleatorio de las múltiples variables (hidrológico-hidráulico, geológico-geotécnico) de análisis que entraen, aspectos hidráulicos que aún no están totalmente investigados en nuestro país; el planteamiento de las soluciones respectivas, obviamente estarán afectados por niveles de incertidumbres y riesgos inherentes a cada proyecto. Por lo tanto y dado el carácter general y orientativo del presente manual, para el tratamiento de los problemas señalados se deberá aplicar los adecuados criterios profesionales.

El reglamento nacional de gestión de infraestructura vial aprobado mediante decreto supremo N° 034 – 2008 – MTC. Dispone entre otros la implementación del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, el cual es un documento que resume lo más sustancial de la materia, que servirá de guía y procedimiento para el diseño de las obras de drenaje superficial y subterráneo de la infraestructura vial, adecuados al lugar de ubicación de cada proyecto.

4.5.1 CUNETAS

Son zanjas abiertas en el terreno, revestidas a fin de proteger la estructura del pavimento, que recogen y canalizan longitudinalmente las aguas superficiales y de infiltración para flujos no permanentes (para el caso de flujo permanente se deberá construir una estructura hidráulica convenientemente protegida y señalizada). Sus dimensiones se deducen de cálculos hidráulicos, teniendo en cuenta la intensidad de lluvia prevista, naturaleza del terreno, pendiente de la cuneta, área drenada, etc.

En tramos de baja pendiente longitudinal de la rasante y en situación de corte se dará pendiente longitudinal a la cuneta independiente de la rasante con el fin de reducir el costo de explanación.

4.5.2 FONDO DE LA CUNETA

El ancho del fondo será función de la capacidad que quiera conferírsele a la cuneta. eventualmente, puede aumentársele si se requiere espacio para almacenamiento de nieve o de seguridad para caída de rocas. En tal caso, la cuneta puede presentar un fondo inferior para el agua y una plataforma al lado del corte a una cota algo superior, para los fines mencionados.

Longitudinalmente, el fondo de la cuneta deberá ser continuo, sin puntos bajos. Las pendientes longitudinales mínimas absolutas serán 0,12%, debiéndose procurar inclinaciones mínimas mayores. La sección típica de cuneta triangular se ha colocado en las progresivas. 1+760 a 2+020.

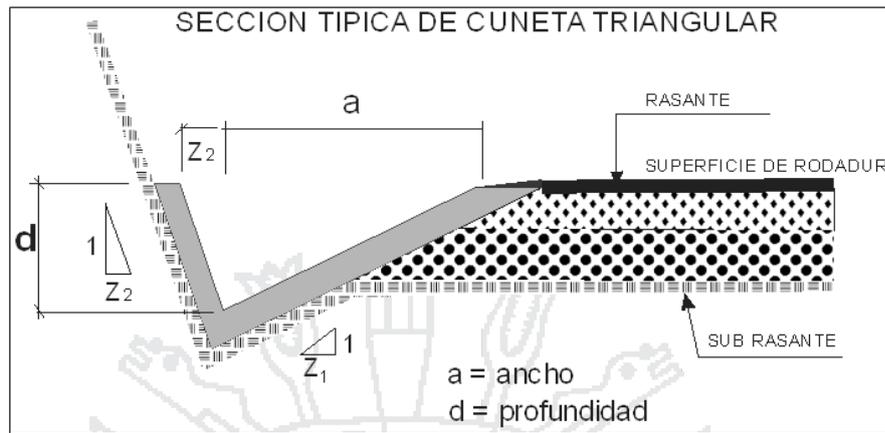


FIGURA 14: Sección típica de cuneta triangular.

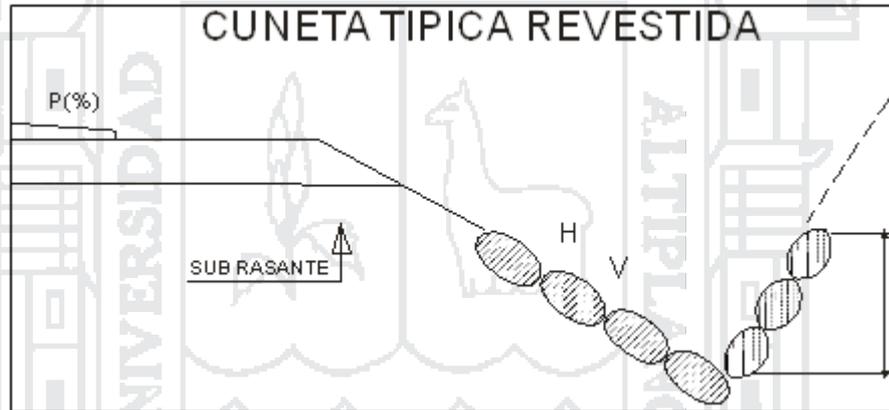


FIGURA 15: Sección típica de cuneta revestida.

4.5.3 CAUDAL DE DISEÑO

El agua que cae en forma de lluvia sobre la superficie terrestre se distribuye de tres formas: una parte se evapora por la acción del sol, otra se infiltra en el terreno que recorre y la última, escurre directamente sobre el terreno en busca de una corriente de agua, las aguas superficiales, ya sea que caigan directamente sobre la carretera o que lleguen a ella por medio de escurrimiento sobre el terreno adyacente son evacuadas mediante obras de drenaje superficial; mientras que las aguas subterráneas resultantes de la infiltración,

ascensos en el nivel freático y fenómenos de capilaridad, se remueven a través de sistemas de subdrenaje. se rige por dos límites:

Caudal que transita con la cuneta llena

Caudal que produce la velocidad máxima admisible

Para el diseño hidráulico de las cunetas utilizaremos el principio del flujo en canales abiertos, usando la ecuación de manning:

$$Q = AxV = \frac{(AxR_h^{\frac{2}{3}}xS^{\frac{1}{2}})}{n}$$

Donde:

Q : caudal (m³/seg)

V : velocidad media (m/s)

A : área de la sección (m²)

P : perímetro mojado (m)

R_h : a/p radio hidráulico (m) (área de la sección entre el perímetro mojado).

S : pendiente del fondo (m/m)

N : coeficiente de rugosidad de manning

4.5.4 DESCRIPCIÓN DEL DRENAJE

El sistema de drenaje de una carretera tiene esencialmente dos finalidades:

Preservar la estabilidad de la superficie y del cuerpo de la plataforma de la carretera eliminando el exceso de agua superficial y la subsuperficial con las adecuadas obras de drenaje.

Las características de los sistemas de drenaje y/o de conducción de aguas (natural del terreno o artificial construida previamente) que serían dañadas o modificadas por la construcción de la carretera y que sin un debido cuidado en el proyecto, resultarían causando daños, algunos posiblemente irreparables en el medio ambiente.

La aplicación de estos criterios, lleva al diseño de soluciones de ingeniería que, por su naturaleza, se agrupan en la forma siguiente:

- Drenaje superficial
- Drenaje subterráneo

4.5.4.1 Drenaje Superficial

El drenaje superficial tiene como finalidad alejar las aguas de la carretera para evitar el impacto negativo de las mismas sobre su estabilidad, durabilidad y transitabilidad.

El adecuado drenaje es esencial para evitar la destrucción total o parcial de una carretera y reducir los impactos indeseables al ambiente debido a la modificación de la escorrentía a lo largo de éste.

El drenaje superficial comprende:

- La recolección de las aguas procedentes de la plataforma y sus taludes.
- La evacuación de las aguas recolectadas hacia cauces naturales.
- La restitución de la continuidad de los cauces naturales interceptados por la carretera. La selección del caudal de diseño para el cual debe proyectarse un elemento del drenaje superficial
- está relacionada con la probabilidad o riesgo que ese caudal sea excedido cuando los daños probables sean mayores. el riesgo o probabilidad de excedencia de un caudal en un intervalo de años está relacionado con la frecuencia histórica de su aparición o con el periodo de retorno.

Elementos físicos del drenaje superficial:

- Drenaje del agua que escurre superficialmente
- Función del bombeo y del peralte

La eliminación del agua de la superficie de rodadura se efectúa por medio del bombeo en las secciones en tangente y del peralte en las curvas horizontales, provocando el escurrimiento de las aguas hacia las cunetas los valores del bombeo se señalan en la figura siguiente.

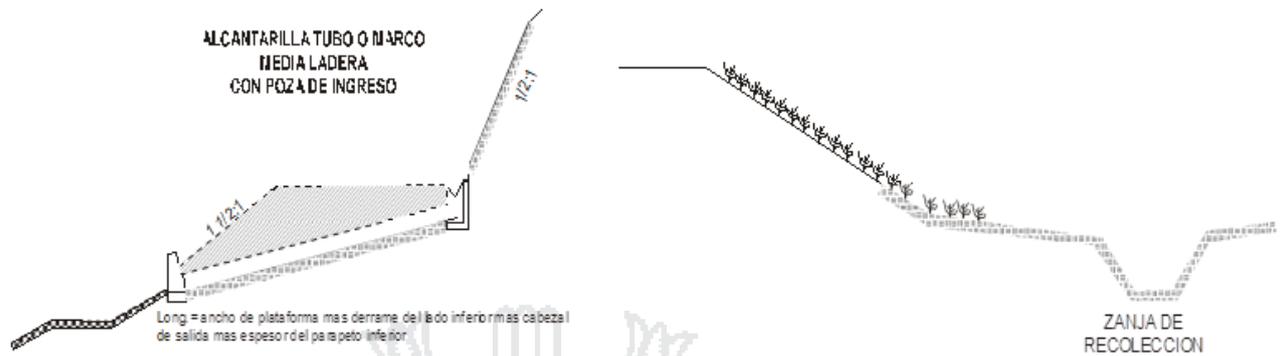


FIGURA 16: Elementos físicos del drenaje superficial.

4.5.4.2 Drenaje Subterráneo (sub drenes)

El drenaje subterráneo estará constituido por una zanja en la que se colocará un tubo con orificios perforados, juntas abiertas, o de material poroso. Se rodeará de un material permeable, material filtro, compactado adecuadamente, y se aislará de las aguas superficiales por una capa impermeable que ocupe y cierre la parte superior de la zanja se observa en la figura siguiente.

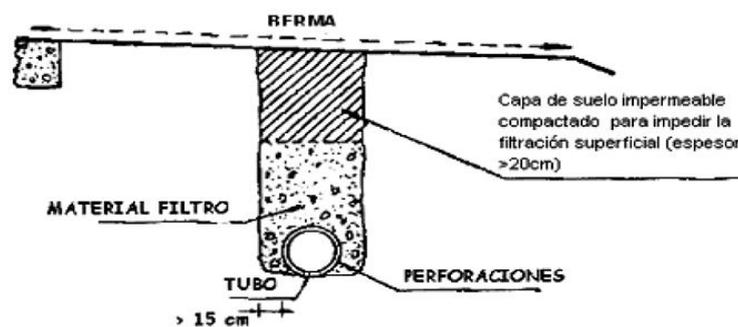


FIGURA 17: Drenaje subterraneo con orificios perforados.

4.6 DETERMINACIÓN DE SECTORES DE MEJORAMIENTO

El objetivo del estudio, es realizar los estudios de suelos en los sectores donde el pavimento pueda presentar problemas estructurales y/o funcionales, previamente determinados mediante medición de deflexiones, de regularidad superficial o por relevamiento de fallas (evaluación geológica -geotécnica), realizando prospecciones de suelos mediante calicatas cada 250.ml hasta una profundidad de 1.50 m.

A lo largo de la carretera no se identificó tramos que presentan problemas estructurales, pero con el objeto de conocer las características de los suelos existentes a lo largo del tramo, se realizó excavaciones para determinar los espesores de cada capa conformante de la estructura del pavimento existente.

4.7 ESTUDIO DE CANTERAS

Se llama cantera a la fuente de aprovisionamiento de suelos y rocas necesarios para la construcción de una obra. Dependiendo del tipo de material que se busque, puede ser: de suelos, de rocas o mixta. En lo que sigue, sólo se tratarán las canteras de suelos como materiales de préstamo para terraplenes, estabilizaciones, como sub bases y bases o como agregados para la elaboración de concreto y diseño de mezclas asfálticas. localizar una cantera es más que descubrir un lugar donde exista un volumen alcanzable y explotable de suelos para emplearse en una determinada obra, satisfaciendo ciertas especificaciones de calidad y de volumen. Ese concepto implica además, tener en cuenta ciertos aspectos colaterales como su permanencia en el tiempo, en términos de riesgo por efecto de los fenómenos de geodinámica externa, o su situación legal, por citar solo ellos.

- Por su calidad
- Por su volumen y rendimiento
- Por su accesibilidad y estado de las vías de acceso y
- Por su situación legal.

La caracterización del área de investigación como depósitos sedimentarios nos permite tener claro que los materiales que pueden encontrarse tendrán una durabilidad buena y un volumen regular a muy bueno, no obstante la ubicación de estas canteras han sido definida tomando en cuenta la cantidad, calidad y cercanía a los tramos de trabajo y a la carretera. Las canteras ubicadas se detallan en el diagrama de canteras.

El reconocimiento de fuentes de aprovisionamiento de materiales para obras se realizó a lo largo del sector de estudio, habiéndose ubicado bancos de materiales aluviales y coluviales, apropiados para los procesos de explotación. Las muestras de estos materiales fueron remitidas al laboratorio para los exámenes respectivos, con la finalidad de determinar su calidad para ser empleados en las diferentes obras necesarias para la rehabilitación de la carretera de la avenida. Jallihuaya. Los trabajos de campo consistieron en la localización de canteras y su evaluación preliminar superficial, determinación de la potencia estimada, ubicación con respecto al eje de la vía, accesos, posibles usos, etc. de igual manera con las fuentes de agua ubicadas a lo largo de la carretera, se determinará su calidad y si son adecuadas para su uso.

4.7.1 CANTERA DEL RIO CUTIMBO

Ubicación y Acceso. Se encuentra ubicado en el Km 31+000 sobre en el lado derecho de la vía, en el río Cutimbo, su acceso es por la carretera de Puno - Laraqueri a una distancia de 31+000 km desde el inicio del tramo en estudio.

Descripción. Se encuentra ubicada en la cuenca del río Cutimbo, 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 y sedimentarias de formas redondeadas, de color gris oscuro a gris parduzco blanquecino, 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 existe corrientes de agua.

Para poder realizar su explotación en los bordes del lecho se debe realizar el desbroce de material de cobertura y orgánico en promedio de 0.30 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, para ser empleados en la preparación de concreto hidráulico, mezcla de suelos, mezcla asfáltica, filtro para sub drenes, arenado para la imprimación.

La clasificación es: SUCS: SP y AASHTO: A-1-a (0)
(Ver anexo N° 01 diagrama de canteras)



FIGURA 18: Cantera Rio Cutimbo Compuesto de Gravas y Arenas.

4.7.2 CANTERA DE JALLIHUAYA

Ubicación y acceso. Se encuentra ubicado en el Km. 5+000 de la Progresiva 0+000 en el lado derecho de la vía, en la quebrada de la cantera el depósito fluvial y coluvial, esta quebrada en épocas de lluvia se carga de corrientes de agua y en épocas de estiaje la quebrada se encuentra seca.

Descripción. El material se encuentra emplazada en la quebrada el material es aprovechable está compuesto de suelos aluviales transportados y depositados en la quebrada, los depósitos se encuentra aguas arriba y aguas debajo de la vía existente; las formas de clastos son sub redondeados a sub angulosos que varían desde tamaños de 6 pulgadas acompañado con materiales gravosos, arenosos y con finos. La característica de los materiales de esta cantera es que tiene partículas de hasta 6 pulgadas de diámetro. La cantera está conformada por rocas Sedimentarias del Grupo Puno, de coloración marron gris. Para ser empleadas para la mezcla de suelos y mejoramiento de subrasante no requieren ser tratados sino en forma natural, pero sin embargo para ser

empleadas en sub base y base granular requiere ser zarandeados. Para la explotación de la cantera, se requiere un desbroce y eliminación en promedio de 0.30 m de coberturas superiores que están cubiertas de vegetación existente y materiales desfavorables limpios y listos para extraer.

La clasificación es: SUCS: SP y AASHTO: A-1-a (0)

(Ver anexo N° 01 diagrama de canteras)



FIGURA 19: Cantera Ligante Jallihuaya.

4.7.3 CANTERA SAN LUIS DE ALVA

Ubicación y acceso. Se encuentra ubicado en el Km. 8+000 de la Progresiva 0+000 en el lado derecho de la vía de trocha carrozable de la comunidad mi peru.

Descripción

El material se encuentra emplazada en la quebrada el material es aprovechable está compuesto de suelos coluviales aluviales depositados en la quebrada, los depósitos se encuentra en la ladera; la forma de las rocas son macizo la composición de esta cantera está conformada por rocas Volcanicas (Andesitas Basálticas, de coloración azulado. Para ser empleadas en el pedraplen

(enrocado. Para la explotación de la cantera, se requiere Voladura listos para extraer.



FIGURA 20: Cantera de Roca San Luis de Alva.

CUADRO 7: Ubicacion de canteras.

Nº	NOMBRE DE CANTERA	KILOMETRO	MATERIAL	VOLUMEN	USOS	OBSERVACIONES
1	Rio Cutimbo	31+000	Mezcla	Indeterminado	Sub base,Base	Clastos Volcanicas y Sedimentarias
2	Jallihuaya	5+000	Mezcla	50.000 m3	Sub base,base,	Clastos Sedimentarias
3	San luis de Alva	8+000	Roca	50.000 m3	Enrocado	Rocas Volcanicas

4.7.4 DOSIFICACIÓN DE CANTERAS

Uno de los problemas más frecuentes en los trabajos de pavimentación es la mezcla de suelos para lograr uno de mejor calidad que cumpla con los requisitos de una determinada especificación. Llamada también estabilización mecánica, es el procedimiento por el cual se combinan dos o más suelos bajo ciertas condiciones de humedad, granulometría y límite de consistencia a fin de mejorar las propiedades individuales y producir una mezcla aceptable.

Obviamente que la mezcla física también puede en algunos casos traer como consecuencia una modificación en la química del producto resultante como por ejemplo en el caso de la mezcla de agregados.

En ésta parte solamente tendremos en cuenta los casos en que ya hayan sido analizados los otros aspectos y nos concentraremos en mostrar la metodología para conseguir la mezcla de dos suelos.

4.7.5. MEZCLA DE DOS SUELOS

Para una mejor ilustración del procedimiento a seguir con el método gráfico del cuadrado que es el que se presentará, se muestra el caso dado por RICO y del CASTILLO. Las curvas granulométricas de dos suelos 1 y 2, que se desea mezclar que esté dentro del Huso Granulométrico de la especificación mostrada, que representan los porcentajes que pasan las respectivas mallas de los materiales 1 y 2 aisladamente, el procedimiento consiste en marcar en cada escala vertical los porcentajes que pasan, correspondientes a cada tipo de malla en ambos suelos, luego se procede a marcar sobre esas líneas, los límites del huso granulométrico que representan los porcentajes que pasan por cada una de las mallas contenidos en el huso, de tal manera que la porción comprendida entre la menor separación de todas esas las posibles combinaciones de los suelos 1 y 2, que cumplen con las especificaciones. Se muestra como “primer tanteo”, la curva correspondiente a una mezcla 60 - 40, es decir 60% de suelo tipo 1 y 40 % de suelo tipo 2.

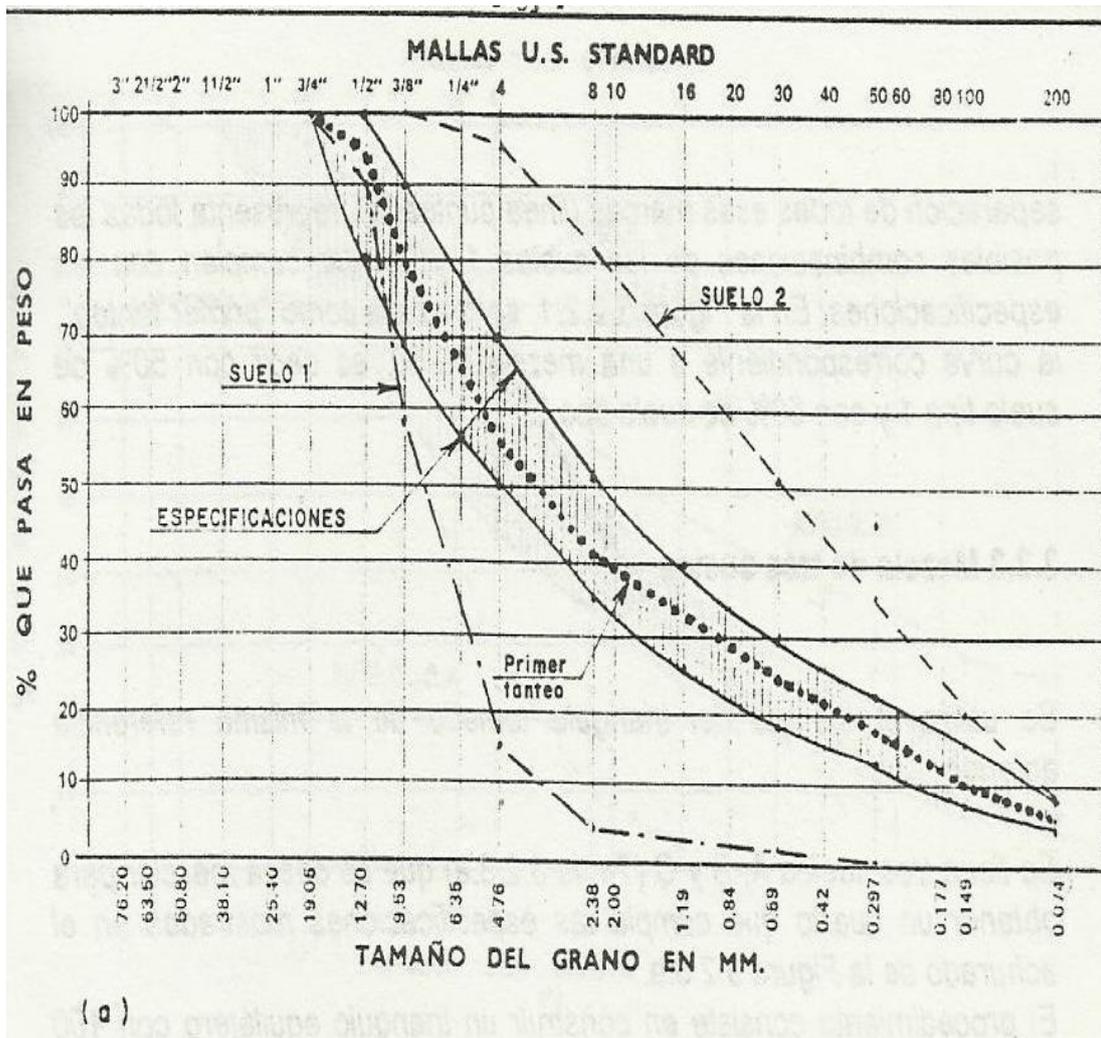


FIGURA 21: Huso granulométrico para mezcla de suelos.

4.7.6 ATRIBUTOS PARA CANTERAS DE ROCA

Los parámetros que pueden ser utilizados para describir el material rocoso son:

Tipo de roca.- se debe indicar la clasificación geológica de la roca en función de su origen ya que es posible hacer ciertas generalizaciones acerca de la textura, estructura y algunas propiedades mecánicas de la roca. Se recomienda utilizar una clasificación sencilla como la que se da en la tabla siguiente.

TABLA 17 : Colores y tonos.

Matiz	Tonos	Valor
Gris	Grisáceo	Claro
Café		Oscuro
Amarillo	Amarillento	
Rojo	Rojizo	
Negro	Negruzco	
Verde	Verdoso	
Blanco	Blancuzco	
Anaranjado	Anaranjado	

Intemperismo.- es el resultado de los procesos mecánicos, orgánicos y químicos en la superficie de la tierra o cercana a ella, cuando los minerales originales (primarios) se descomponen y otros minerales (secundarios) se forman modificando su color, textura, composición, dureza o forma y disminuyen generalmente las propiedades mecánicas de la roca intacta.

Textura.- se refiere al arreglo y disposición que existe entre los granos o minerales individuales, con respecto a su tamaño, forma y grado de cristalización. la textura es una propiedad compleja que depende principalmente del origen de la roca y de las características de los granos. Es importante conocerla ya que se relaciona íntimamente con propiedades índice y mecánicas como la porosidad, permeabilidad y resistencia de las rocas.

Resistencia.- es muy importante distinguir entre la resistencia de una probeta o simple pieza de roca en el laboratorio y la del macizo rocoso completo, la cual está determinada principalmente por las discontinuidades. Existen, pues, pruebas de laboratorio y aquellas realizadas in situ que miden la resistencia de la roca. Sin embargo, aquí se pretende mostrar una forma de estimar y describir la dureza de la roca en el campo y la correlación con prueba de resistencia a la compresión simple.

TABLA 18 : Resistencia de la roca. (ISRM).

TERMINO	ESTIMACION DE CAMPO DE LA DUREZA	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (MPa)
Roca muy dura	Requiere mas de un golpe de martillo para romper la muestra de mano	100
Roca dura	La muestra se rompe con un simple golpe de martillo	50-100
Roca suave	Se logran Hacer hoyos de 5mm con el pico del martillo	12.5 - 50
Roca moderadamente suave	Muy duro de romperse con la mano un espacimient triaxial	5.0 - 12.5
Roca muy suave	El material se desmorona bajo golpes de martillo	1.25 - 5.0
Roca muy debil o suelo duro	Quebradizo o tenas, se rompe con la mano con dificultad	0.60 -1.25
Muy duro	Puede ser mellado con las uñas	0.30 - 0.60
Duro	No puede ser moldeado en los dedos	0.15 - 0.30
Firme	Puede ser moldeado solo por fuerte presion con losn dedos	0.08 - 0.15
Suave	Facilmente moldeado con los dedos	0.04 - 0.08
Muy suave	El suelo se escurre entre los dedos cuando se remueve en las manos	0.04

4.7.7 DESCRIPCIÓN DE CANTERAS DE ROCA

El comportamiento mecánico de los macizos rocosos está gobernado principalmente por las discontinuidades que afectan generalmente a las rocas. Por lo tanto, la descripción se enfocará a ellas, determinando todas sus características de importancia. Las discontinuidades son planos de debilidad de los macizos rocosos, a lo largo de los cuales la roca tiene una baja o nula resistencia a la tensión, o una baja resistencia al corte. Esos planos incluyen fracturas, fallas, juntas, crucero, foliación, esquistosidad, vetas, planos de estratificación y discordancias.

4.7.7.1 Indices para Discontinuidades de Macizos Rocosos.

Orientación. Lugar de la discontinuidad en el espacio. Descrita por el rumbo y echado de la línea de máxima inclinación en el plano de discontinuidad. De gran importancia para distinguir y representar los diferentes sistemas de discontinuidades.

Espaciamiento. Es la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes; es decir, la distancia entre una y otra discontinuidad, que normalmente se refiere al espaciamiento del sistema principal o predominante de fracturas.

Persistencia. Es la longitud de traza de la discontinuidad como se observa en un afloramiento. Puede ser una burda medida de la extensión de un área dada o una longitud de penetración de una fractura. La terminación en roca sólida o en otras discontinuidades reduce la persistencia.

Rugosidad. Se refiere a la rugosidad y ondulación inherente al plano principal de una discontinuidad. Ambas características contribuyen a la resistencia al corte del macizo rocoso. Ondulaciones de gran magnitud puede llegar a alterar los echados localmente. La rugosidad estará influenciada por la textura, tamaño de los granos o minerales y el grado de descomposición de algunos minerales.

Resistencia. de las Paredes. Es equivalente a la resistencia a la comprensión la resistencia del bloque de roca debido al intemperismo o alteración de las paredes. Es importante componente de la resistencia al corte si las paredes de roca están en contacto.

Abertura. Es la distancia perpendicular entre la paredes de roca adyacentes de una discontinuidad, en el cual el espacio intermedio esta relleno de aire o agua.

Relleno. Es el material que separa las paredes de roca adyacentes de una discontinuidad o que ocupa el espacio existente entre los planos de una discontinuidad y que es usualmente más débil que la roca madre. Los materiales típicos de relleno son arena, limo, arcilla, brecha, materia orgánica ganga y milonita. También se incluyen delgadas capas minerales y cicatrices de discontinuidades, por ejemplo vetas de cuarzo y calcita que pueden tener una resistencia mayor que la roca madre o roca encajonante.

Filtraciones. Flujos de agua y humedad visible en las discontinuidades individuales o en la masa rocosa en conjunto.

Número de Juegos. El número de juegos de fracturas o juntas abarca los sistemas de fracturas que se interceptan. El macizo rocoso puede ser nuevamente dividido por discontinuidades individuales.

Tamaños de Bloque. Las dimensiones de los bloques de rocas son resultado de la orientación de los sistemas de fracturas que se intersecan y del espaciamiento de los sistemas individuales. Las discontinuidades individuales pueden además influenciar la forma y tamaño del bloque.

4.8 PAVIMENTO Y MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE

4.8.1 PAVIMENTOS

El pavimento es la capa o conjunto de capas de materiales apropiados, comprendidos entre la superficie de la subrasante y la superficie de rodadura, cuyas principales funciones son las de proporcionar una superficie uniforme de textura apropiada, resistentes a la acción del tráfico, intemperismo y de otros agentes perjudiciales, así mismo transmitir adecuadamente al terreno de fundación, los esfuerzos producidos por las cargas del tráfico. En otras palabras, el pavimento es la super - estructura de la obra vial, que hace posible el tránsito fluido de los vehículos con la seguridad, confort y economía previstos por el proyecto.

La estructuración de un pavimento, así como las características de los materiales empleados en su construcción, ofrece una variedad de posibilidades de tal manera que puede estar formado por sólo una capa o varias y a su vez, dichas capas pueden ser de materiales naturales seleccionados, procesados ó sometidos a algún tipo de tratamiento o estabilización. La actual tecnología contempla una gama muy diversa de secciones estructurales, las cuales son función de los distintos factores que intervienen en la performance de una vía.

El trabajo en la obra de la vía avenida Jallihuaya consistirá en la colocación de una capa de mezcla asfáltica fabricada en caliente y construida sobre una superficie debidamente preparada e imprimada, de acuerdo con las presentes Especificaciones Técnicas del MTC.

Las siguientes previsiones, a menos que se estipule de otra manera en la presente sección, formarán parte de estas especificaciones. Este trabajo deberá cumplir las exigencias generales aplicadas a todos los tipos de pavimento de mezcla asfáltica, sin consideración de graduación de los agregados minerales, tipo y cantidad del material asfáltico o de su uso. Las variaciones de dichas exigencias generales, se indican en los requisitos específicos que se establecen en las secciones correspondientes a cada tipo.

Las mezclas bituminosas se compondrán básicamente de agregados, gruesos, finos, filler mineral y material asfáltico. Los distintos constituyentes minerales se separarán por tamaño, serán graduados uniformemente y combinados en proporciones tales, que la mezcla resultante llene las exigencias de graduación para el tipo específico contratado. A los agregados mezclados y así compuestos, considerados por peso en un 100% (Ver anexo III)

4.8.2 CAPAS GRANULARES Y DE RODADURA

4.8.2.1 Sub Rasante

Es la porción superior del suelo de fundación, que ha sido nivelada, perfilada y compactada y que servirá de apoyo a las diferentes capas del pavimento.

En lo que respecta a su calidad, las especificaciones del MTC distinguen dos grupos de materiales, para la sub-rasante: cualquier tipo de suelo exceptuando materiales blandos e inestables que no sea factibles de compactar, Dependiendo del volumen del tráfico, el MTC recomienda que su espesor compactado varíe entre:

- 6" a 12" (15 cm a 30 cm) para tráfico ligero.
- 12" a 18" (30 cm a 45 cm) para tráfico mediano.
- 18" a 24" (45 cm a 60 cm) para tráfico pesado.

La capacidad de soporte de la sub-rasante se mide con el C.B.R. Relación Soporte de California – Norma AASHTO T193-81) para el caso de los pavimentos flexibles.

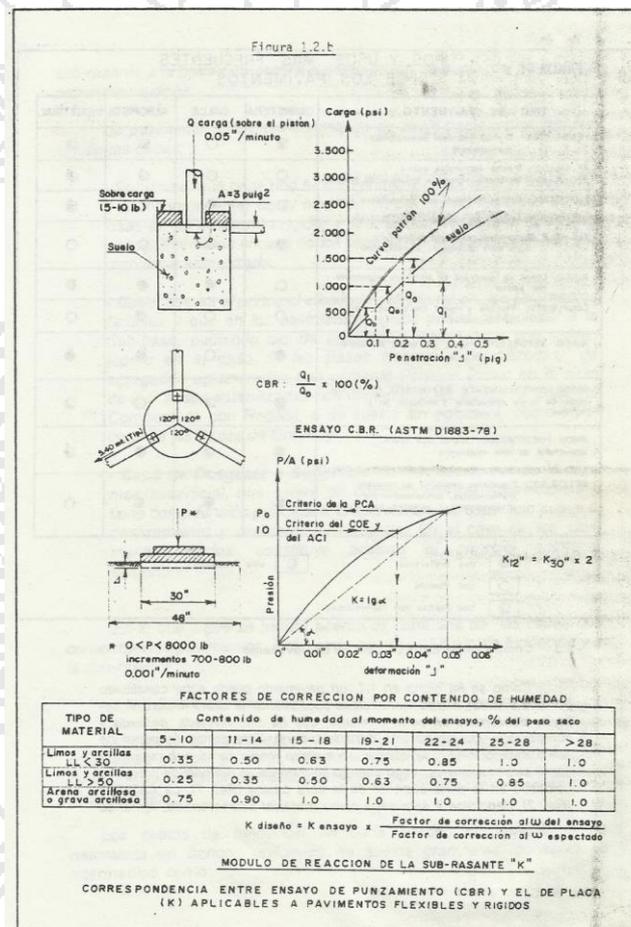


FIGURA 22: Módulo de reacción de la sub rasante. Terzaghi (1959).

Para el caso de los pavimentos rígidos. Una sub-rasante puede ser buena, regular o mala calidad según que su C.B.R esté comprendido entre 60% y 100%, 10% y 60% ó 0% y 10%, respectivamente. Si la sub rasante es buena, puede servir de apoyo directamente a la superficie de rodadura; si es mala,

conviene estudiar la posibilidad de reemplazarla o estabilizarla con materiales de mejor calidad.

Para el caso de la obra en ejecución se encontraron suelos inestables de baja capacidad de soporte C.B.R. donde se identificaron arcillas de mediana plasticidad (CL) inestables; en la progresivas: 0+000 a 1+750 el C.B.R. es de 5,6 %; de la progresiva 1+750 a 2+020 arenas arcillosas (SC) con C.B.R de 11.0 %; de la progresiva 2+020 a 3+000 arenas limosas arcillosas (SM-SC).

4.8.2.2 Sub Base Granular

Es un material de préstamo que se coloca entre la sub-rasante y la base en un pavimento flexible o entre la sub-rasante y las losas en un pavimento rígido, para cumplir la función de capa drenante, anticontaminante y/o resistente. Como capa drenante para facilitar la evacuación lateral de las aguas provenientes del nivel freático, Como anticontaminante, para impedir el arrastre de finos de la sub-rasante hacia la base, para impedir que las gravas y piedras de la base se introduzcan en una sub-rasante blanda, para minimizar el efecto dañino por causa de las heladas o por arcillas expansivas, en un pavimento flexible en función de su espesor y de su coeficiente de resistencia relativa. En un pavimento rígido su contribución a la resistencia del conjunto es mínima, teniendo más bien por función adicional el distribuir sobre la sub-rasante las cargas recibidas de las losas de manera uniforme y con valores aceptables por ella, así como prevenir la migración de fines de la sub rasante hacia la rasante.

Para la ejecución de la vía de la avenida jallihuaya en la estructura de la sub base granular, se mezclarán los materiales de suelos de la cantera ligante jallihuaya (40%) y cantera hormigon rio cutimbo (60%); en proporciones que indique el laboratorio de suelos y en cumplimiento con las especificaciones técnicas ASTM, MTC. y AASHTO. con los resultados. Limite liquido 19.25%, Indice plástico 2.83%, Abracion 28.50%, Equivalente arena 42.5%, CBR. 64%, Chatas alargadas 4.32%.

TABLA 19 : Características de los materiales granulares para sub base y bases.(MTC)

TAMAÑO DE LA MALLA (ABERTURA CUADRADA)	PORCENTAJE EN PESO QUE PASA TIPO I			
	GRADACIÓN			
	A	B	C	D
2 pulg	100	100	--	--
1 pulg	--	75-95	100	100
3/8 pulg.	30-65	40-75	50-85	60-100
Nº 4 (4.76 mm)	25-55	30-60	35-65	50-85
Nº 10 (2.00 mm)	15-40	20-45	25-50	40-70
Nº 40 (0.420 mm)	8-20	15-30	15-30	25-45
Nº 200 (0.74 mm)	2-8	5-15	5-15	8-15

4.8.2.3 Base Granular

Es el principal elemento estructural en los pavimentos flexibles y que en los pavimentos rígidos puede reemplazar a la sub base, pudiendo ser de agregados aglomerados con cemento, o las bases de concreto compactado con rodillo); o de suelo sin aglomerados como en el caso de las bases de grava. el principal elemento estructural de un pavimento flexible y puede ser: tratada (con cemento, cal, asfalto o cualquier otro producto para un fin específico), o sin tratar (como las gravas de río, los suelos coluviales o la piedra chancada). En un pavimento flexible va colocada sobre la sub rasante o sub base y debajo de la superficie de rodadura.

Para la ejecución de la vía de la avenida jallihuaya en la estructura de la base se realizarán la mezcla de tres materiales de suelos en proporción según las indicaciones de laboratorio; el diseño deberá cumplir las especificaciones técnicas vigentes ASTM, MTC. y AASHTO, los materiales seleccionados son de cantera jallihuaya (20%), cantera rio cutimbo (60%) y piedra chancada de (20%) con los resultados.Limite liquido 18.85%, Indice plástico N.P, Abracion 24.74%, Equivalente arena 59.70%, CBR. 92%, Caras fracturadas de una 84.56, Caras fracturadas de dos 68.72% Chatas alargadas 4.32%.

TABLA 20 : Requerimientos de agregados para mezclas de bases (ASTM D 2940-74).

TAMAÑO DE LA MALLA (ABERTURA CUADRADA)	RANGO DE DISEÑO* %EN PESO QUE PASA	TOLERANCIA % EN PESO QUE PASA
2 pulg (50 mm)	100	-2
1 ½ pulg (37.5MM)	95-100	±5
¾ pulg (19.0 mm)	70-92	±8
3/8 pulg (9.5 mm)	50-70	±8
Nº 4 (4.75 µm)	32-55	±8
Nº 30 (600 µm)	12-25	±5
Nº 200 (75 µM)	0-8	±3

4.8.2.4 Capa de Rodadura (Carpeta Asfáltica)

Es la capa más superficial, que estará en contacto con las sollicitaciones y tiene como fundación principal el proporcionar una superficie suave al deslizamiento y resistente al desgaste. En el caso de los pavimentos rígidos, constituye además el principal elemento estructural.

Es la capa más superficial de un pavimento. Está constituida por una mezcla íntima de agregados gruesos y finos y un aglomerante, que en el caso de los pavimentos asfálticos puede ser cemento asfáltico, asfalto líquido o emulsiones asfálticas y en el caso de los pavimentos de concreto es el cemento portland. En cualquiera de los dos casos es posible el uso de aditivos.

Para todos los pavimentos asfálticos, la superficie de rodadura se coloca sobre la base imprimada con un riego asfáltico tipo cut-back de curado medio o rápido denominado capa de imprimación, a un régimen comprendido entre 0.2 y 0.6 galones por metro cuadrado dependiendo de si la superficie a imprimir está más abierta o más cerrada.

Las mezclas asfálticas se compondrán básicamente de agregados, gruesos, finos, filler mineral y material asfáltico. Los distintos constituyentes minerales se separarán por tamaño, serán graduados uniformemente y combinados en

proporciones tales, que la mezcla resultante llene las exigencias de graduación para el tipo específico contratado. A los agregados mezclados y así compuestos, considerados por peso en un 100% se deberá agregar asfalto, dentro de los límites porcentuales fijados en las especificaciones técnicas. Para la estructura de carpeta asfáltica.

Se realizará la mezcla de materiales de agregado gruesos y finos según las especificaciones técnicas vigentes ASTM, MTC. y AASHTO, los materiales seleccionados son. Agregado grueso 34%, Arena chancada 35%, Arena natural 29%, Cal hidratada 2%(Filer) + el cemento asfáltico 120/150, el óptimo de cemento asfáltico es 7.20%

4.8.3 SUSCEPTIBILIDAD AL CONGELAMIENTO

A partir de cuatro ensayos reológicos: penetración, punto de ablandamiento anillo y bola, punto de fragilidad fraass y medidas de viscosidad; heukelom elaboró en 1969 un nomograma para caracterizar los ligantes asfálticos desde el punto de vista de su comportamiento reológico, y que permite obtener información sobre el origen y tratamiento de éstos.

Los ensayos de penetración y de viscosidad se efectúan bajo las siguientes condiciones:

- ensayo de penetración: 100 g, 25 ° c, 5 seg.
- ensayo de viscosidad absoluta: 60°c, 300 mm hg de presión de vacío.
- ensayo de viscosidad cinemática: 135° c.

4.8.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

La estructura de un pavimento asfáltico consiste de todas las capas ó carpetas que se colocan arriba de la sub base preparada ó fundación. La carpeta superior es la de rodamiento, esta puede tener un espesor desde menos de 25 mm a más de 75 mm dependiendo de una gran variedad de factores y circunstancias, construcción y mantenimiento. Mientras una gran variedad de bases y sub bases pueden ser utilizados en las estructuras de los pavimentos

asfálticos, a menudo éstas consisten de material granular compactado ó suelo estabilizado. Una de las principales ventajas de los pavimentos asfálticos es la economía asegurada por la utilización de materiales disponibles localmente.

En consecuencia debido a que el tráfico moderno se incrementa en peso y en volumen, estas bases demuestran limitadas actuaciones. Consecuentemente ha comenzado a ser más común limitar el uso de bases no tratadas para pavimentos diseñados para bajos volúmenes de tránsito liviano. El pavimento es la superficie de rodamiento para los distintos tipos de vehículos, formada por el agrupamiento de capas de distintos materiales destinados a distribuir y transmitir las cargas aplicadas por el tránsito al cuerpo de terraplén. Este pavimento es una estructura formada por las capas.



FIGURA 23: Estructura formada por capas.

4.8.5 PARAMETROS PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS

Suelos.- conocer los tipos de suelos sobre el cual se va a ejecutar la vía. Para esto se debe considerar el estudio de suelos.

Exploraciones.- se explorarán todo el contorno donde se ejecutaran la obra, como canteras, fuentes de agua, depósitos de material excedente etc. Además tiene por finalidad definir el tipo y capacidad de soporte de los suelos de fundación. Se ejecutan - calicatas como mínimo cada 250 ml.

Caracterización.- se conoce la zona de intervención geológica del sub suelos o sub rasante. Visualmente se clasifica a los suelos en grupos básicos tales

como: grava, arena, limos y arcillas con observación directa propiedades en el campo.

Textura

Granulometría

Propiedades.- físico –mecánicas

Análisis granulométrico

Constantes físicos

Clasificación de los suelos SUCS y AASHTO

Capacidad de soporte (C.B.R)

Capacidad de Soporte.- Mediante diferentes ensayos en laboratorio, se dio a conocer los resultados de los suelos como análisis granulométrico, capacidad de soporte, etc.

Tráfico.- conocer la cantidad de vehículos por día que circulan y circularán en la vía a construirse.

Composición

Estadística

Proyección

La Norma establece: peso bruto máximo total por vehículo < 48,000KG

4.8.6 MÉTODOS DEL INSTITUTO DEL ASFALTO

Parámetros de diseño

Calidad de la subrasante.

Materiales de construcción

Tráfico

El método introduce valores promedios de temperatura ambiental a la que el pavimento estará sometido todo el año.

4.8.6.1 Método AASHTO

Desde la publicación de la primera guía AASHTO en 1961, se han efectuado modificaciones en la ecuación de diseño con la finalidad de mejorar su uso y su confiabilidad.

TABLA 21 : Dimensiones y carga de vehículos.

HORA	SENTIDO	AUTO	CAMIONETAS		MICRO	BUS		CAMION			TOTAL
			PICKUP	RURAL Combi		2E	3E	2E	3E	4E	
DIAGRA.											
VEH											
0 a.m	1 a.m										-
1 hrs	2 hrs										-
2 hrs	3 hrs										-
3 hrs	4 hrs										-
4 hrs	5 hrs		1								1.00
5 hrs	6 hrs										-
6 hrs	7 hrs					2					2.00
7 hrs	8 hrs	1									1.00
8 hrs	9 hrs		1					2			3.00
9 hrs	10 hrs		2	2		2			1		7.00
10 hrs	11 hrs		1			4		3			8.00
11 hrs	12 hrs					2		2			4.00
12 hrs	13 hrs		2			3		4			9.00
13 hrs	14 hrs		1					4			5.00
14 hrs	15 hrs		1					2			3.00
15 hrs	16 hrs		1			2		2			5.00
16 hrs	17 hrs	1	1			3		3			8.00
17 hrs	18 hrs			2				2			4.00
18 hrs	19 hrs					2		2			4.00
19 hrs	20 hrs		1								1.00
20 hrs	21 hrs										-
21 hrs	22 hrs										-
22 hrs	23 hrs										-
23 hrs	24 hrs										-
TOTAL	E	2	12	4	-	20	-	26	1	-	65.00

Está basado en el conteo de tráfico que recibirá la carretera puede ser: Tráfico derivado, tráfico inducido.

4.9 DISEÑO DE MEZCLA ASFÁLTICA EN CALIENTE

En una mezcla asfáltica en caliente, el asfalto y el agregado son combinados en proporciones exactas: las proporciones relativas de estos materiales determinan las propiedades físicas de la mezcla y, eventualmente, el desempeño de la misma como pavimento terminado. Existen métodos de diseño comúnmente utilizados para determinar las proporciones apropiadas de asfalto y agregado en una mezcla. Ellos son el método Marshall, es usado en el diseño de mezclas asfálticas de pavimentos. La selección y uso de cualquiera de estos métodos de diseño de mezclas es, principalmente, asuntos de ingeniería, debido a que cada método contiene características y ventajas singulares. (Ver anexo III)

4.9.1 CARACTERÍSTICAS Y COMPORTAMIENTO DE LA MEZCLA

Una muestra de mezcla de pavimentación preparada en el laboratorio puede ser analizada para determinar su posible desempeño en la estructura del pavimento. El análisis está enfocado hacia cuatro características de la mezcla, y la influencia que estas puedan tener en el comportamiento de la mezcla. Las cuatro características son:

4.9.1.1 Densidad

La densidad de la mezcla compactada está definida como su peso unitario (el peso de un volumen específico de la mezcla). La densidad es una característica muy importante debido a que es esencial tener una alta densidad en el pavimento terminado para obtener un rendimiento duradero. En las pruebas y el análisis del diseño de mezclas, la densidad de la mezcla compactada se expresa, generalmente, en kilogramos por metro cúbico.

4.9.1.2 Vacíos de Aire

Los vacíos de aire son espacios pequeños de aire, o bolsas de aire, que están presentes entre los agregados revestidos en la mezcla final compactada. Es necesario que todas las mezclas densamente graduadas contengan cierto

porcentaje de vacíos para permitir alguna compactación adicional bajo el tráfico, y proporcionar espacios adonde pueda fluir el asfalto durante su compactación adicional. El porcentaje permitido de vacíos (en muestras de laboratorio) para capas de base y capas superficiales está entre 3 y 5 por ciento, dependiendo del diseño específico. La durabilidad de un pavimento asfáltico es función del contenido de vacíos. La razón de esto es que entre menor sea la cantidad de vacíos, menor va a ser la permeabilidad de la mezcla. Un contenido demasiado alto de vacíos proporciona pasajes, a través de la mezcla, por los cuales puede entrar el agua y el aire, y causar deterioro. Por otro lado, un contenido demasiado bajo de vacíos puede producir exudación de asfalto.

4.9.1.3 Vacios en el Agregado Mineral

Los vacíos en el agregado mineral (VMA) son los espacios de aire que existen entre las partículas de agregado en una mezcla compactada de pavimentación, incluyendo los espacios que están llenos de asfalto. El VMA representa el espacio disponible para acomodar el volumen efectivo de asfalto (todo el asfalto menos la porción que se pierde en el agregado) y el volumen de vacíos necesario en la mezcla.

4.9.1.4 Contenido de Asfalto

El asfalto en la mezcla es importante y debe ser determinada exactamente en el laboratorio, y luego controlada con precisión en la obra. El contenido de asfalto de una mezcla particular se establece usando los criterios por el método de diseño seleccionado. El contenido óptimo de asfalto de una mezcla depende, en gran parte, de las características del agregado tales como la granulometría y la capacidad de absorción. La granulometría del agregado está directamente relacionada con el contenido óptimo del asfalto. Entre mas finos contenga la graduación de la mezcla, mayor será el área superficial total, y, mayor será la cantidad de asfalto requerida para cubrir, uniformemente, todas las partículas. Por otro lado las mezclas más gruesas (agregados más grandes)

exigen menos asfalto debido a que poseen menos área superficial total. El contenido total de asfalto es la cantidad de asfalto que debe ser adicionada a la mezcla para producir las cualidades deseadas en la mezcla.

4.9.2 PROPIEDADES CONSIDERADAS EN EL DISEÑO DE MEZCLAS

Las mezclas asfálticas en caliente trabajan bien debido a que son diseñadas, producidas y colocadas de tal manera que se logra obtener las propiedades deseadas. Hay varias propiedades que contribuyen a la buena calidad de pavimentos de mezclas en caliente. Estas incluyen la estabilidad, la durabilidad, la impermeabilidad, la trabajabilidad, la flexibilidad, la resistencia a la fatiga y la resistencia al deslizamiento. El objetivo primordial del procedimiento de diseño de mezclar es el de garantizar que la mezcla de pavimentación posea cada una de estas propiedades. Por lo tanto, hay que saber que significa cada una de estas propiedades, cómo es evaluada, y que representa en términos de rendimiento del pavimento.

4.9.2.1 Estabilidad

La estabilidad de un asfalto es su capacidad de resistir desplazamientos y deformación bajo las cargas del tránsito. Un pavimento estable es capaz de mantener su forma y lisura bajo cargas repetidas, un pavimento inestable desarrolla ahuellamientos (canales), ondulaciones (corrugación) y otras señas que indican cambios en la mezcla. Los requisitos de estabilidad solo pueden establecerse después de un análisis completo del tránsito, debido a que las especificaciones de estabilidad para un pavimento dependen del tránsito esperado. Las especificaciones de estabilidad deben ser lo suficiente altas para acomodar adecuadamente el tránsito esperado, pero no mas altas de lo que exijan las condiciones de tránsito. Valores muy altos de estabilidad producen un pavimento demasiado rígido y, por lo tanto, menos durable que lo deseado. La estabilidad de una mezcla depende de la fricción y la cohesión interna. La fricción interna en las partículas de agregado (fricción entre partículas) esta relacionada con características del agregado tales como forma y textura

superficial. En términos generales, entre más angular sea la forma de las partículas de agregado y más áspera sea su textura superficial, más alta será la estabilidad de la mezcla.

Causas y efectos de inestabilidad en el pavimento.

Exceso de asfalto en la mezcla ondulaciones, ahuellamientos y afloramiento o exudación. Exceso de arena de tamaño medio en la mezcla baja resistencia durante la compactación y posteriormente, durante un cierto tiempo; dificultad para la compactación. Agregado redondeado sin, o con pocas, superficies trituradas ahuellamiento y canalización.

4.9.2.2 Durabilidad

La durabilidad de un pavimento es su habilidad para resistir factores tales como la desintegración del agregado, cambios en las propiedades de asfalto (polimerización y oxidación), y separación de las películas de asfalto. Estos factores pueden ser el resultado de la acción del clima, el tránsito, o una combinación de ambos. Generalmente, la durabilidad de una mezcla puede ser mejorada en tres formas. Usando la mayor cantidad posible de asfalto, usando una graduación densa de agregado resistente a la separación, y diseñando y compactando la mezcla para obtener la máxima impermeabilidad. La mayor cantidad posible de asfalto aumenta la durabilidad porque las películas gruesas de asfalto no se envejecen o endurecen tan rápido como lo hacen las películas delgadas.

Causas y efectos de una poca durabilidad.

Bajo contenido de asfaltos, endurecimiento rápido del asfalto y desintegración por pérdida de agregado. Alto contenido de vacíos debido al diseño o a la falta de compactación endurecimiento temprano del asfalto seguido por agrietamiento o desintegración. Agregados susceptibles al agua (hidrofilitos) películas de asfalto se desprenden del agregado dejando un pavimento desgastado, o desintegrado

4.9.2.3 Impermeabilidad

La impermeabilidad de un pavimento es la resistencia al paso de aire y agua hacia su interior, o a través de él. Esta característica está relacionada con el contenido de vacíos de la mezcla compactada, y es así como gran parte de las discusiones sobre vacíos en las secciones de diseño de mezcla se relaciona con impermeabilidad. Aunque el contenido de vacíos es una indicación del paso potencial de aire y agua a través de un pavimento, la naturaleza de estos vacíos es muy importante que su cantidad. El grado de impermeabilidad está determinado por el tamaño de los vacíos, sin importar si están o no conectados, y por el acceso que tienen a la superficie del pavimento.

Causas y efectos de la permeabilidad.

Bajo contenido de asfalto las películas delgadas de asfalto causarán tempranamente, un envejecimiento y una desintegración de la mezcla. Alto contenido de vacíos en la mezcla de diseño el agua y el aire pueden entrar fácilmente en el pavimento, causando oxidación y desintegración de la mezcla. Compactación inadecuada. Resultará en vacíos altos en el pavimento, lo cual conducirá a la infiltración de agua y baja estabilidad.

4.9.2.4 Trabajabilidad

La trabajabilidad está descrita por la facilidad con que una mezcla de pavimentación puede ser colocada y compactada. Las mezclas que poseen buena trabajabilidad son fáciles de colocar y compactar; aquellas con mala trabajabilidad son difíciles de colocar y compactar. La trabajabilidad puede ser mejorada modificando los parámetros de la mezcla, el tipo de agregado, y/o la granulometría. Las mezclas gruesas (mezclas que contienen un alto porcentaje de agregado grueso) tienen una tendencia a segregarse durante su manejo, y también pueden ser difíciles de compactar.

4.9.3 CONSIDERACIONES SOBRE AGREGADOS PÉTREOS

Tamaño máximo de partícula: grande superficie áspera, difícil de colocar. Demasiado agregado grueso puede ser difícil de compactar temperatura muy baja de mezcla agregado sin revestir, mezcla poco durable superficie áspera, difícil de compactar. Demasiada arena de tamaño media la mezcla se desplaza bajo la compactadora y permanece tierna o blanda. Bajo contenido de relleno mineral mezcla tierna, altamente permeable alto contenido de relleno mineral mezcla muy viscosa, difícil de manejar, poco durable.

4.9.3.1 Flexibilidad

Es la capacidad de un pavimento asfáltico para acomodarse, sin que se agriete, a movimientos y asentamientos graduales de la subrasante. La flexibilidad es una característica deseable en todo pavimento asfáltico debido a que virtualmente todas las subrasantes se asientan (bajo cargas) o se expanden (por expansión del suelo). Una mezcla de granulometría abierta con alto contenido de asfalto es, generalmente, más flexible que una mezcla densamente graduada e bajo contenido de asfalto. Algunas veces 69 los requerimientos de flexibilidad entran en conflicto con los requisitos de estabilidad, de tal manera que se debe buscar el equilibrio de los mismos.

4.9.3.2 Resistencia a la Fatiga

La resistencia a la fatiga de un pavimento es la resistencia a la flexión repetida bajo las cargas de tránsito. Se ha demostrado, por medio de la investigación, que los vacíos (relacionados con el contenido de asfalto) y la viscosidad del asfalto tienen un efecto considerable sobre la resistencia a la fatiga. A medida que el porcentaje de vacíos en un pavimento aumenta, ya sea por diseño o por falta de compactación, la resistencia a la fatiga del pavimento. (El periodo de tiempo durante el cual un pavimento en servicio es adecuadamente resistente a la fatiga) disminuye. Así mismo, un pavimento que contiene asfalto que se ha envejecido y endurecido considerablemente tiene menor resistencia a la fatiga. Las características de resistencia y espesor de un pavimento.

Causas y efectos de una mala resistencia a la fatiga

Bajo contenido de asfalto agrietamiento por fatiga vacíos altos de diseño envejecimiento temprano del asfalto, seguido por agrietamiento por fatiga. Falta de compactación envejecimiento temprano del asfalto, seguido por agrietamiento por fatiga. Espesor inadecuado de pavimento demasiada flexión seguida por agrietamiento por fatiga.

4.9.3.3 Resistencia al Deslizamiento

Resistencia al deslizamiento es la habilidad de una superficie de pavimento de minimizar el deslizamiento o resbalamiento de las ruedas de los vehículos, particularmente cuando la superficie este mojada. Para obtener buena resistencia al deslizamiento, el neumático debe ser capaz de mantener contacto con las partículas de agregado en vez de rodar sobre una película de agua en la superficie del pavimento, la resistencia al deslizamiento se mide en terreno con una rueda normalizada bajo condiciones controladas de humedad en la superficie del pavimento, y a una velocidad de 65 km/hr (40 mi/hr). Una superficie áspera y rugosa de pavimento tendrá mayor resistencia al deslizamiento que una superficie lisa. La mejor resistencia al deslizamiento se obtiene con un agregado de textura áspera, en una mezcla de gradación abierta

Causas y efectos de poca resistencia al deslizamiento

Exceso de asfalto exudación, poca resistencia al deslizamiento agregado mal graduado o con mala textura pavimento liso,

4.9.4 METODO MARSHALL DE DISEÑO DE MEZCLAS

Se presenta una descripción general de los procedimientos seguidos en el diseño marshall de mezclas. El procedimiento completo y detallado que se debe ser seguido se encuentra en la Norma AASHTO T 245 (O ASTM D1559)

4.9.4.1 Preparacion para Efectuar los Procedimientos Marshall

Estas características tienen un impacto directo sobre la naturaleza misma el pavimento. El primer paso en el método de diseño, entonces, es determinar las cualidades (estabilidad, durabilidad, trabajabilidad, resistencia al deslizamiento, etc.) Que debe tener la mezcla de pavimentación y seleccionar un tipo de agregado y un tipo compatible de asfalto que puedan combinarse para producir esas cualidades. Una vez hecho esto, se puede empezar con la preparación de los ensayos.

4.9.4.2 Seleccin de las Muestras de Material

La primera preparación para los ensayos consta de reunir muestras del asfalto y del agregado que va a ser usados en la mezcla de pavimentación. Es importante que las muestras de asfalto tengan características idénticas a las el asfalto que va a ser usado en la mezcla final. Lo mismo debe ocurrir con las muestras de agregado. La razón es simple: los datos extraídos de los procedimientos de diseño de mezclas para la mezcla de pavimentación. La receta será exacta solamente si los ingredientes ensayados en el laboratorio tienen características idénticas a los ingredientes usados en el producto final. Una amplia variedad de problemas graves, que van desde una mala trabajabilidad de la mezcla hasta una falla prematura del pavimento, son el resultado histórico de variaciones ocurridas entre los materiales ensayados en el laboratorio y los materiales usados en la realidad.

4.9.4.3 Preparacion del Agregado

La relación viscosidad temperatura del cemento asfáltico que va a ser usado debe ser ya conocida para establecer las temperaturas de mezclado y compactación en el laboratorio. En consecuencia, los procedimientos preliminares se enfocan hacia el agregado, con el propósito de identificar exactamente sus características. Estos procedimientos incluyen secar el agregado, determinar su peso específico, y efectuar un análisis granulométrico por lavado.

Secundo el agregado el método marshall requiere que los agregados ensayados estén libres de humedad, tan práctico como sea posible. Esto evita que la humedad afecte los resultados de los ensayos. Una muestra de cada agregado a ser ensayado se coloca en una bandeja, por separado, y se calienta en un horno a una temperatura de 110° C. Después de cierto tiempo, la muestra caliente se pesa y, se registra su valor. La muestra se calienta completamente una segunda vez, y se vuelve a pesar y a registrar su valor. Este procedimiento se repite hasta que el peso de la muestra permanezca constante después de dos calentamientos consecutivos, lo cual indica que la mayor cantidad posible de humedad se ha evaporado de la muestra.

Análisis granulométrico por vía húmeda

Es un procedimiento para identificar las proporciones de partículas de tamaño diferente en las muestras del agregado. Esta información es importante porque las especificaciones de la mezcla deben estipular las proporciones necesarias de partículas de agregado de tamaño diferente, para producir una mezcla en caliente final con las características deseadas.

Determinación del peso específico el peso específico de una sustancia es la proporción peso - volumen de una unidad de esa sustancia comparada con la proporción peso - volumen de una unidad igual de agua. El peso específico de una muestra de agregado es determinado al comparar el peso de un volumen dado de agregado con el peso de un volumen

4.9.4.4 Preparación de las Muestras (Probetas)

Las probetas de ensayo de las posibles mezclas de pavimentación son preparadas haciendo que cada una contenga una ligera cantidad diferente de asfalto. El margen de contenidos de asfalto usado en las briquetas de ensayo esta determinado con base en experiencia previa con los agregados de la mezcla. Este margen le da al laboratorio un punto de partida para determinar el contenido exacto de asfalto en la mezcla final. La proporción de agregado en

las mezclas esta formulada por los resultados del análisis granulométrico. Las muestras son preparadas de la siguiente manera:

El asfalto y el agregado se calientan completamente hasta que todas las partículas del agregado estén revestidas. Esto simula los procesos de calentamiento y mezclado que ocurren en la planta.

Las mezclas asfálticas calientes se colocan en los moldes pre-calentados marshall como preparación para la compactación, en donde se usa el martillo marshall de compactación, el cual también es calentado para que no enfríe la superficie de la mezcla al golpearla.

Las briquetas son compactadas mediante golpes del martillo marshall de compactación. El número de golpes del martillo (35, 50 o 75) depende de la cantidad de tránsito para la cual esta siendo diseñada. Ambas caras de cada briqueta reciben el mismo número de golpes. Así, una probeta marshall de 35 golpes recibe, realmente un total de 70 golpes. Una probeta de 50 golpes recibe 100 impactos. Después de completar la compactación las probetas son enfriadas y extraídas de los moldes.

4.9.4.5 Procedimiento de Ensayo Marshall

Existen tres procedimientos de ensayo en el método del ensayo marshall. Estos son: determinación del peso específico total, medición de la estabilidad marshall, y análisis de la densidad y el contenido de vacíos de las probetas.

Determinación del peso Especifico Total

El peso específico total de cada probeta se determina tan pronto como las probetas recién compactadas se hayan enfriado a la temperatura ambiente. Esta medición de peso específico es esencial para un análisis preciso de densidad-vacíos. El peso específico total se determina usando el procedimiento descrito en la Norma AASHTO T 166. 73

Ensayo de Estabilidad y Fluencia

El ensayo de estabilidad esta dirigido a medir la resistencia a la deformación de la mezcla. La fluencia mide la deformación, bajo carga que ocurre en la mezcla. El procedimiento de los ensayos es el siguiente: 1. Las probetas son calentadas en el baño de agua a 60° c (140° f). Esta temperatura representa, normalmente, la temperatura más caliente que un pavimento en servicio va a experimentar. 2. La probeta es removida del baño, secada, y colocada rápidamente en el aparato marshall. El aparato consiste de un dispositivo que aplica a una carga sobre la probeta y de unos medidores de carga y deformación (fluencia). 3. La carga del ensayo es aplicada a la probeta a una velocidad constante de 51 mm (2 pulgadas) por minuto hasta que la muestra falle. La falla esta definida como la carga máxima que la briqueta puede resistir. La carga de falla se registra como el valor de estabilidad marshall y la lectura del medidor de fluencia se registra como la fluencia.

Valor de Estabilidad Marshall

El valor de estabilidad marshall es una medida de la carga bajo la cual una probeta cede o falla totalmente. Durante un ensayo, cuando la carga es aplicada lentamente, los cabezales superior e inferior del aparato se acercan, y la carga sobre la briqueta aumenta al igual que la lectura en el indicador del cuadrante. Luego se suspende la carga una vez se obtiene la carga máxima. La carga máxima indicada por el medidor es el valor de estabilidad marshall. Debido a que la estabilidad marshall indica la resistencia de una mezcla a la deformación existe una tendencia a pensar que si un valor de estabilidad es bueno, entonces un valor más alto será mucho mejor. Para muchos materiales de ingeniería, la resistencia del material es, frecuentemente, una medida de su calidad; sin embargo, este no es necesariamente el caso de las mezclas asfálticas en caliente. Las estabilidades extremadamente altas se obtienen a costa de durabilidad.

Valor de Fluencia Marshall

La fluencia marshall, medida en centésimas de pulgada representa la deformación de la briqueta. La deformación esta indicada por la disminución en el diámetro vertical de la briqueta. Las mezclas que tienen valores bajos de fluencia y valores muy altos de estabilidad marshall son consideradas demasiado frágiles y rígidas para un pavimento en servicio. Aquellas que tienen valores altos de fluencia son consideradas demasiado plásticas y tiene tendencia a deformarse bajo las cargas del tránsito.

Analisis de Densidad y Vacios

Una vez que se completan los ensayos de estabilidad y fluencia, se procede a efectuar un análisis de densidad y vacíos para cada serie de probetas de prueba. El propósito del análisis es el de determinar el porcentaje de vacíos en la mezcla compactada.

Los vacíos son las pequeñas bolsas de aire que se encuentran entre las partículas de agregado revestidas de asfalto. El porcentaje de vacíos se calcula a partir del peso específico total de cada probeta compactada y del peso específico teórico de la mezcla de pavimentación (sin vacíos). Este último puede ser calculado a partir de los pesos específicos del asfalto y el agregado de la mezcla, con un margen apropiado para tener en cuenta la cantidad de asfalto absorbido por el agregado, o directamente mediante un ensayo normalizado (AASHTO T 2091) efectuado sobre la muestra de mezcla sin compactar. El peso específico total de las probetas compactadas se determina pesando las probetas en aire y en agua.

4.9.5 TEMPERATURA DEL MEZCLADO Y COMPACTACIÓN

Las mezclas asfálticas en caliente son las más empleadas en muchas partes debido a su flexibilidad, duración, uniformidad, resistencia a la fatiga y economía entre otras características, generando por ende investigaciones y desarrollos para mejorar sus propiedades mecánicas y dinámicas. Muchas de

los adelantos se han enfocado en el proceso constructivo de la conformación de las carpetas de rodadura, prueba de ello es la utilización de equipos costosos que mantienen la temperatura constante en el proceso de extendido y compactación. Una de las variables principales en el diseño de las estructuras de pavimento son las propiedades mecánicas y dinámicas de las mezclas, resaltándose el módulo dinámico, el ahuellamiento y la ley de fatiga; por lo cual el objetivo principal de esta investigación, se fundamentó en determinar el efecto en el módulo dinámico, estabilidad, densidad y flujo.

4.9.6 DISEÑO DE MEZCLA ASFÁLTICA “ENSAYO MARSHALL”

Con los materiales anteriormente descritos, se realizaron briquetas marshall a niveles de compactación (75 golpes por cara) y con porcentaje de asfalto entre el 5 y 8%. A partir del análisis de las figuras 6, 7 y 8 se concluyó que el porcentaje óptimo de asfalto era el 7.20%.

4.9.7 ELABORACIÓN DE MUESTRAS MARSHALL PARA DIFERENTES NIVELES DE COMPACTACIÓN Y TEMPERATURA

Con el porcentaje óptimo de asfalto (7.2%), se construyeron briquetas marshall para 75 golpes por cada cara y compactadas cada una de ellas a 100, 110, 120, 130, 140 y 150 °c. siguiendo el procedimiento de la Norma ASTM D1559, para determinar la resistencia Marshall y la Norma ASTM D4123-82 para los módulos dinámicos, se determinó la estabilidad, flujo, densidad y módulo dinámico para las muestras compactadas a diferentes temperaturas.

4.9.7.1 Análisis de Resultados

Una vez obtenidos todos los resultados de la densidad, estabilidad, flujo y módulo dinámico, se pudo determinar el efecto de la temperatura de compactación en una mezcla asfáltica.

Los resultados obtenidos en la investigación son:

Se observa que la estabilidad se incrementa en la medida que la temperatura de compactación es mayor, teniendo un valor máximo para nivel de compactación de 75 golpes por cara en 140 y 150 °c.

El flujo de la mezcla asfáltica desciende con la temperatura de compactación y tiene un mínimo, sin importar el nivel de compactación, a la temperatura de 130 °C. es importante resaltar que para todas las temperaturas de compactación el flujo se encuentra en el rango exigido.



CONCLUSIONES

- Geológicamente el tramo expone mayormente rocas sedimentarias tipo areniscas arcósicas (del Grupo Puno).o desde el punto de vista geomórfico, la zona, está propensa a inundaciones por estar cerca a la micro cuenca del lago titicaca. la estratigrafía local está conformado por rocas del Mesozoico a Cenozoico (Cuaternario recientes).
- Los suelos existentes que conforma el terreno de fundación, son inestables blandas de baja consistencia desde el km. 00+000 al km. 1+750, con C.B.R. con humedad optima de 4 – 6 % porque presenta suelos arcillosos muy expansivos con alto contenido de humedad saturados. En cuanto a las canteras exploradas, todas cumplen con las características geomecánicas para su procesamiento y conformación de la nueva estructura a construirse.
- La cantera de roca para el mejoramiento del suelo de fundación son rocas andesitas basálticas del grupo tacaza, los cuales cumplen con los requisitos mínimos exigidos por las Especificaciones Técnicas. ASTM, AASHTO, y MTC. Con los siguientes resultados, Abracion los angeles.22.01%
- La cantera de roca para el mejoramiento del terraplen son rocas volcánicas andesitas basálticas fragmentadas los cuales cumplen con los requisitos mínimos exigidos por las Especificaciones Técnicas. ASTM, AASHTO, y MTC, Con los siguientes resultados, Abracion los angeles.27.05%, Ensayo de durabilidad.16.27%
- La cantera jallihuaya son rocas sedimentarias del grupo puno las cuales son fragmentos redondeados a sub redondeados que seran zarandeados para la conformación de la estructura de la sub base y base granular.
- Para la conformación de la estructura de la sub base granular, se mezclarán los materiales de suelos de la cantera ligante jallihuaya (40%) y cantera hormigon rio cutimbo (60%); en proporciones que indique el laboratorio de

suelos y en cumplimiento con las especificaciones técnicas ASTM, MTC. y AASHTO. con los resultados. Límite líquido 19.25%, Índice plástico 2.83%, Abrasión 28.50%, Equivalente arena 42.5%, CBR. 64%, Chatas alargadas 4.32%.

- Para la conformación de la estructura de la base granular, se realizarán la mezcla de tres materiales de suelos en proporción según las indicaciones de laboratorio; el diseño deberá cumplir las especificaciones técnicas vigentes ASTM, MTC. y AASHTO, los materiales seleccionados son de cantera jallihuaya (20%), cantera río Cutimbo (60%) y piedra chancada de (20%) con los resultados. Límite líquido 18.85%, Índice plástico N.P, Abrasión 24.74%, Equivalente arena 59.70%, CBR. 92%, Caras fracturadas de una 84.56, Caras fracturadas de dos 68.72% Chatas alargadas 4.32%.
- Para la estructura de carpeta asfáltica, se realizará la mezcla de materiales de agregado gruesos y finos según las especificaciones técnicas vigentes ASTM, MTC. y AASHTO, los materiales seleccionados son. Agregado grueso 34%, Arena chancada 35%, Arena natural 29%, Cal hidratada 2% (Filer) + el cemento asfáltico 120/150, el óptimo de cemento asfáltico es 7.20%

RECOMENDACIONES

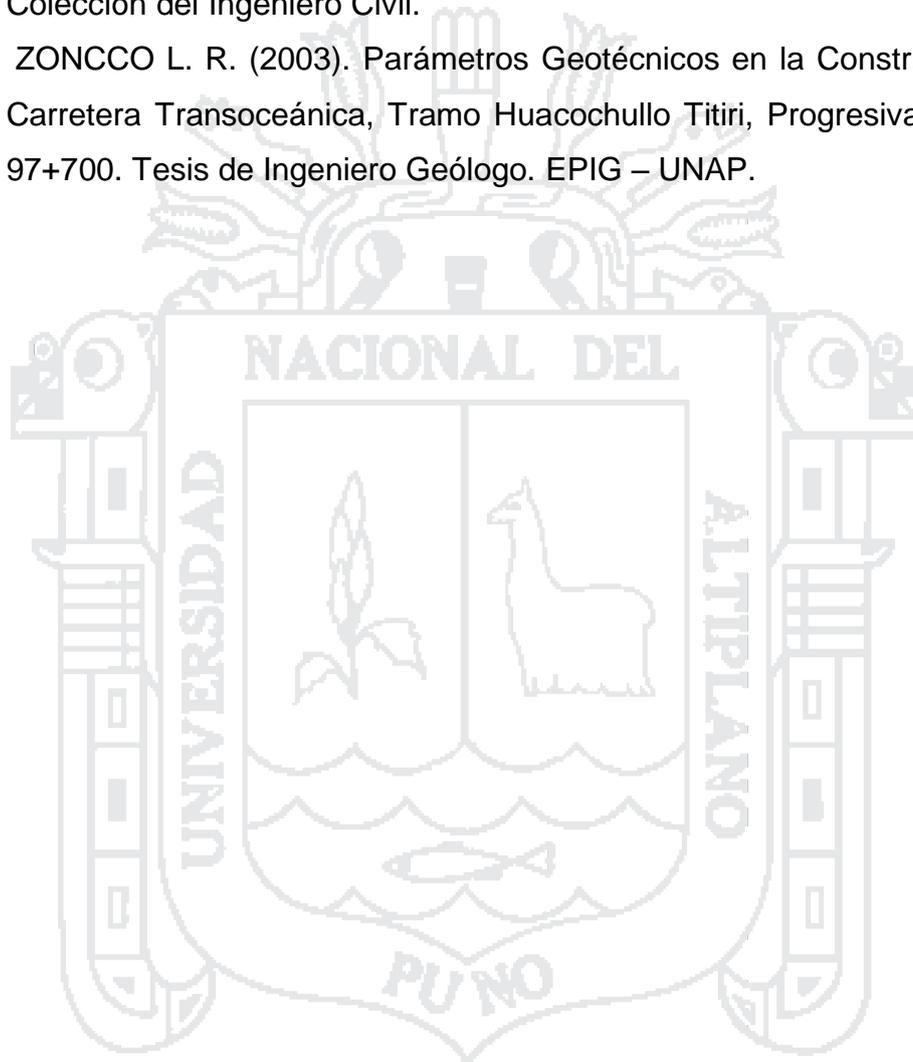
- Para próximos estudios en el área circundante se deberá realizar estudios mas detallados para las pavimentaciones posteriores por ser suelos blandos inestables de baja consistencia con CBR. de 4 - 6%.
- Durante la etapa de explotación de las canteras, se deberá realizar todos los ensayos de laboratorio como parte de control de calidad de materiales tanto para la estructura de la sub base y base granulas tal como especifica las Normas Técnicas del ministerio de transportes y comunicaciones MTC,EG -2013.
- Los controles de frecuencias de la estructura de la base granular se realizará cada 750 m³ y 2000 m³ respectivamente.segun Normas de especificaciones técnicas para construcción de carreteras EG – 2013.
- El control de grado de compactación in-situ; para el caso de la estructura de la sub base y base granular, se deberá realizar pruebas cada 250 m² en pista.
- En el caso de mezclas de concreto se recomienda fabricar probetas o testigos con diferentes relaciones de agua-cemento, de acuerdo a la resistencia solicitada, a fin de elegir la dosificación adecuada.
- Para las mezclas asfálticas en caliente se debe considerar el tratamiento de lavado de la arena para incrementar el equivalente de arena.

BIBLIOGRAFÍA

- BOWLES J. E. (1982) Manual de Laboratorio de Mecánica de Suelos. Editorial Mac Graw – Hill Latinoamericana. Bogotá, Colombia.
- BOWLES J. E. (1982) Propiedades Físicas de los Suelos. Ediciones Lerner. México.
- CÉSPEDES A, J. (2000) Los Pavimentos en las Vías Terrestres, Calles, Carreteras y Aeropistas. Universidad Nacional de Cajamarca. Perú.
- DAS, B. M. (2000) Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Editorial Thompson. México.
- DEL AGUILA R.P (1999). Experiencias sobre el Diseño y Criterios para la Construcción de Pavimentos en Zonas de Altura. 10º congreso Ibero Latino Americano del Asfalto. Sevilla, España. 11p.
- CHOQUEHUANCA C.P (2012) Evaluación Geotécnica del Terreno de Fundación de las Cimentaciones Superficiales en las Construcciones de la Av. Costanera, I y II Etapa-Puno. Tesis de Ing. Geólogo. EPIG – UNAP.
- CORDOVA, J. Y. (1999). Estudio Geológico – Geotécnico y Prospección de Materiales. Comité Internacional Española de Grandes Presas. Madrid, España.
- CHANG A. C., (2001) Diseño Avanzado de Pavimentos. Notas de clase. Sección de Postgrado UNI.
- CRESPO V.C. (1990) Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Editorial Limusa Noriega. México.
- CHEREQUE M. W. (1990) Hidrología. Editorial Puc. Lima, Perú.
- DELGADO V. (1996) Ingeniería de Cimentaciones. Editorial Alfa Omega, México.
- GOBIERNO DE ESPAÑA MINISTERIO DE FOMENTO. (2009) Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras.
- HUACO D.; Rodríguez, L. (1993) Atenuación de la Intensidad y la Aceleración en el Perú. Instituto Geofísico del Perú.

- ORDONEZ & MINAYA. (1975) UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Manual de Laboratorio de Suelos. Editorial UNI, Lima, Perú.
- PALACIOS, M. O. (1993) INSTITUTO GEOLÓGICO MINERO METALÚRGICO (INGEMMET). Boletín N°32. Geología del Perú. Primera Edición. Lima, Perú.
- PALACIOS, M. O.; DE. LA. CRUZ, W.; J. S.; DE. LA. CRUZ., B. N.S.; N. KLINCK. B. A.; ELLISON.; R. A.; HAWKINS, M.P. (1995). "Geología de la Cordillera Occidental y Altiplano al Oeste del Lago Titicaca- Sur del Perú". (Proyecto Integrado del Sur). INSTITUTO GEOLÓGICO MINERO METALÚRGICO (INGEMMET). Boletín N° 42.
- JIMÉNEZ S. J. A. (1980) Geotécnia y Cimientos (tomo I, II, III). Editorial Limusa. México.
- JUAREZ B. E. (1996). Mecánica de Suelos: tomos I, II, y III, Editorial. Limusa, México.
- TERZAGHI, K. (1959). Fundamentos de la Mecanica de Suelos.Tomo I.
- LAMBE, W. Y WHITMAN, R.V. (1989). Mecánica de Suelos, Editorial. Limusa. México.
- MARTINES V. A. J. (1991) Geotécnia para Ingenieros. Editorial UNI. Lima, Perú.
- MANTILLA, A. E. (2001) Composición y Clasificación de Rocas Igneas. Mexico.
- MINISTERIO DE TRASPORTES Y COMUNICACIONES. MTC (2000) Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor para Calles y Carreteras. Lima, Perú.
- PECK R. B.; HANSON W. E.; THORNMURN T. H. (1998) Ingeniería de Cimentaciones. Editorial Limusa. México.
- RICO. R. A.; CASTILLO. H. (2006) Ingenieria de Suelos en las Vías Terrestres: Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas, (Volumen 1).
- SENAMHI (2012) Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú.
- TRONCOSO J. H. (1997) Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Antisísmica. Segunda Edición. Ediciones Universidad Católica de Chile.

- UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA (1975) Manual de Laboratorio de Suelos.
- VALDERRAMA M. (2001) Pasos para Elaborar Proyectos y Tesis de Investigación Científica. Editorial. San Marcos. Lima, Peru.
- VIVAR R. G., (1995). Diseño y Construcción de Pavimentos, Libro N° 6., Colección del Ingeniero Civil.
- ZONCCO L. R. (2003). Parámetros Geotécnicos en la Construcción de la Carretera Transoceánica, Tramo Huacochullo Titiri, Progresiva: 95+500 al 97+700. Tesis de Ingeniero Geólogo. EPIG – UNAP.



INDICE

01 PLANO DE UBICACIÓN

02 PLANO TOPOGRAFICO

03 PLANO GEOLOGICO

04 PLANO GEOMORFOLOGICO

05 PLANO HIDROLOGICO

06 PLANO GEOTECNICO

DIAGRAMA DE CANTERAS

PLANOS SECCIONES

