

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO
ROTACIONAL DEL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA
CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMPALME
PE-5N (PUENTE COLOMBIA) - SHAPAJA - CHAZUTA**

PRESENTADO POR:

Bach. Ruben Ronald Soplopuco Torres

ASESOR:

Ing. Máximo Alcibíades Vilca Cotrina

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

TARAPOTO - PERÚ

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO
ROTACIONAL DEL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA
CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMPALME
PE-5N (PUENTE COLOMBIA) - SHAPAJA - CHAZUTA**

PRESENTADO POR:

Bach. Ruben Ronald Soplopucó Torres

**Sustentado y aprobado ante el honorable jurado
el día 25 de agosto del 2017**


.....
Ing. Dr. José del Carmen PIZARRO BALDERA
Presidente


.....
Ing. M.Sc. Rubén DEL ÁGUILA PANDURO
Secretario


.....
Ing. Juvenal Vicente DÍAZ AGIP
Miembro


.....
Ing. Máximo Alcibiades VILCA COTRINA
Asesor

TARAPOTO - PERÚ

2017

DECLARACIÓN JURADA

Yo, Ruben Ronald Soplopuco Torres
identificado(a) con DNI N° 42793652, domicilio legal
Jr. Tulumayo N°470 - Tarapoto, a efecto de cumplir con las
Disposiciones Vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la
Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San
Martín – Tarapoto, **DECLARO BAJO JURAMENTO**, que todos los documentos,
datos e información de la presente tesis y/o Informe de Ingeniería, son auténticos
y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad,
ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada,
por lo cual me someto a lo dispuesto en las Normas Académicas de la
Universidad Nacional de San Martín-Tarapoto.

Tarapoto, 25 de agosto del 2017.


Firma


Huella Digital

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres: <i>Soplopusco Torres Ruben Ronald</i>	
Código de alumno : <i>043067</i>	Teléfono: <i>943 081928</i>
Correo electrónico : <i>ruso_2205@hotmail.com</i>	DNI: <i>42793652</i>

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de: <i>Ingeniería Civil y Arquitectura</i>
Escuela Profesional de: <i>Ingeniería Civil</i>

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	(X)	Trabajo de investigación	()
Trabajo de suficiencia profesional	()		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título : <i>Propuesta de Estabilización del talud por deslizamiento rotacional del tramo km 08+000 al km. 08+300 de la carretera Dptal Ruta 5M-106 Tramo Emp. PE (Puente Colombia) - Shapaja - Chazuta.</i>
Año de publicación:

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	(X)	Embargo	()
Acceso restringido **	()		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

--

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia **CREATIVE COMMONS**

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".



Firma del Autor

8. Para ser llenado por la Biblioteca Central

Fecha de recepción del documento por el Sistema de Bibliotecas:

02/02/2018



Firma de Unidad de Biblioteca

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

**** Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

Dedicatoria

A mi señora **Lilibeth Huamán Tello** y mi hija **Linda Valentina Soplopuco Huamán**, porque ellas son mi razón de existir”.

A mis padres: **Segundo Marcelino Soplopuco Quiroga** y **Amalia Torres Pezo**, por su apoyo incondicional y persistencia para la realización de mi carrera.

A mis hermanos: **Freddy Hubert** y **Rosa Elena**, por el apoyo desinteresado en desarrollo de mi tesis”.

A todos ustedes, mi eterno amor.

Bach. Ruben Ronald Soplopuco Torres

Agradecimientos

Dios

Por ser el máximo Creador de este bello mundo.

Mis Padres

Segundo Marcelino Soplopucó Quiroga y Amalia Torres Pezo, por haberme formado como persona, por creer en mí y darme la oportunidad de ser un profesional.

Mis Asesores

Ing. Máximo Alcibiades Vilca Cotrina y Ing. Dr. Serbando Soplopucó Quiroga, por la asesoría y consejos para la culminación de mi proyecto de tesis.

Bach. Ruben Ronald Soplopucó Torres

ÍNDICE

Aprobación de textos	ii
Dedicatoria	iii
Agradecimientos	iv
Índice	v
Índice de Tablas	xvi
Índice de Cuadros	xviii
Índice de Figuras	xix
Índice de Esquemas	xx
Índice de Mapas	xxi
Resumen	xxii
Abstract	xxiii
I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Generalidades.....	2
1.2 Exploración preliminar orientando la investigación.....	3
1.3 Aspectos Generales del Estudio.....	5
1.3.1 Ubicación.....	5
1.3.2 Vías de Acceso.....	6
1.3.3 Fisiografía y Topografía.....	7
1.3.4 Clima y Altitud.....	7
1.3.5 Hidrografía.....	7
1.3.6 Geología General.....	7
1.3.6.1 Geomorfología.....	7
1.3.6.2 Estratigrafía.....	8
1.3.6.3 Geología Estructural.....	8

1.3.6.4	Procesos Geológicos.....	8
1.3.6.5	Sismicidad.....	8
1.3.7	Geología y Geotecnia a lo largo del tramo.....	9
1.3.7.1	Descripción del Perfil Estratigráfico del suelo.....	9
1.3.8	Situación actual de la vía.....	9
1.3.9	Área de influencia y Población beneficiada.....	9
1.3.10	Actividad Económica.....	10
1.3.11	Condición Socio-económica.....	10
II.	MARCO TEÓRICO.....	12
2.1	Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema a resolver.....	12
2.1.1	Antecedentes del problema.....	12
2.1.2	Planteamiento del problema.....	15
2.1.3	Delimitación del problema.....	15
2.1.4	Formulación del problema.....	16
2.2	Objetivos	16
2.2.1	Objetivo General	16
2.2.2	Objetivos Específicos	16
2.3	Justificación de la Investigación	17
2.3.1	Justificación teórica o temática	17
2.3.2	Justificación metodológica.....	17
2.3.3	Justificación de viabilidad.....	17
2.3.4	Justificación práctica	18
2.4	Delimitación de la Investigación.....	18
2.5	Marco Teórico.....	19
2.5.1	Antecedentes de la investigación.....	19
2.5.2	Fundamentación Teórica de la Investigación.....	22

2.5.2.1	Estabilidad de taludes.....	22
2.5.2.2	Nomenclatura de los Procesos de Movimiento.....	24
2.5.2.3	Etapas en el Proceso de Falla.....	26
2.5.2.4	Reconocimiento de un talud inestable.....	27
2.5.2.5	Determinación de la Estabilidad de taludes	27
2.5.2.6	Razones para el Análisis de Estabilidad de taludes.....	28
2.5.2.7	Deslizamiento de taludes	28
2.5.2.7.1	Clasificación de los deslizamientos de taludes.....	29
2.5.2.7.2	Causas de los deslizamientos de taludes.....	31
2.5.2.8	Derrumbe de taludes.....	31
2.5.2.8.1	Causas de derrumbes de taludes.....	32
2.5.2.9	Tipos de fallas más comunes en los taludes de las vías terrestres.....	32
2.5.2.9.1	Fallas ligadas a la estabilidad de laderas naturales	33
2.5.2.9.2	Fallas Asociadas a procesos de deformación acumulativa	33
2.5.2.10	Taludes con Problemas Especiales	35
2.5.2.11	Procedimiento de Investigación y Diseño de taludes.....	36
2.5.2.11.1	Párametros que afectan la Estabilidad del talud.....	36
2.5.2.12	Organización de Estudio.....	40
2.5.2.12.1	Causas comunes de fracasos en la investigación.....	41
2.5.2.13	Procedimiento de Análisis de la Información Existente.....	41
2.5.2.14	Visita de Reconocimiento en campo	44
2.5.2.15	Estudio Topográfico.....	45
2.5.2.16	Investigación Geotécnica Detallada	45
2.5.2.17	Posibles Factores que han originado el deslizamiento rotacional.....	49
2.5.2.18	Mecanismos que se tomaron en cuenta en la exploración del suelo.....	50
2.5.2.19	Ensayos de Resistencia al Esfuerzo Cortante.....	52
2.5.2.19.1	Ensayos de Corte Directo.....	52
2.5.2.19.1.1	Descripción del Ensayo de Corte Directo	53
2.5.2.19.1.2	Objetivo del Ensayo de Corte Directo	53

2.5.2.19.1.3	Equipo para realizar el Ensayo de Corte Directo.....	53
2.5.2.19.1.4	Terminología de Ensayo de Corte Directo.....	54
2.5.2.19.1.5	Técnicas del Ensayo de Corte Directo	54
2.5.2.19.2	Ensayo de Compresión Triaxial	57
2.5.2.19.2.1	Descripción del Ensayo de Compresión Triaxial.....	58
2.5.2.19.2.2	Objetivo del Ensayo de Compresión Triaxial.....	58
2.5.2.19.2.3	Etapas del Ensayo de Compresión Triaxial.....	58
2.5.2.19.2.4	Clases de Ensayos de Compresión Triaxial.....	59
2.5.2.19.2.5	Equipo del Ensayo de Compresión Triaxial.....	59
2.5.2.19.2.6	Terminología de Ensayo de Compresión Triaxial.....	60
2.5.2.20	Método Sueco.....	68
2.5.3	Marco Conceptual: Terminología Básica.....	69
2.5.4	Marco Histórico.....	73
2.6	Hipótesis a demostrar.....	76
III.	MATERIALES Y MÉTODOS.....	76
3.1	Materiales.....	76
3.1.1	Recursos Humanos.....	76
3.1.2	Recursos Materiales.....	76
3.1.3	Recursos de Equipos.....	77
3.1.4	Otros recursos.....	77
3.2	Metodología.....	78
3.2.1	Universo, Muestra, Población.....	78
3.2.1.1	Universo.....	78
3.2.1.2	Población.....	78
3.2.1.3	Muestra.....	78
3.2.2	Sistema de Variables.....	78
3.2.2.1	Variable independiente.....	78
3.2.2.2	Variable dependiente.....	78
3.2.3	Diseño Experimental de la Investigación.....	78

3.2.4	Diseño de Instrumentos.....	79
3.2.5	Procesamiento de la Investigación.....	80
3.2.5.1	Estudios Básicos de Ingeniería.....	80
3.2.5.1.1	Estudio Topográfico.....	80
3.2.5.1.1.1	Introducción.....	80
3.2.5.1.1.2	Objetivo del Estudio Topográfico.....	81
3.2.5.1.1.3	Definiciones.....	81
3.2.5.1.1.3.1	Aspectos físicos.....	81
3.2.5.1.1.3.2	Planos	81
3.2.5.1.1.4	Ubicación Geográfica	82
3.2.5.1.1.5	Personal y Equipo utilizado.....	82
3.2.5.1.1.5.1	Personal.....	82
3.2.5.1.1.5.2	Equipos.....	82
3.2.5.1.1.6	Metodología.....	83
3.2.5.1.1.6.1	Descripción del terreno.....	83
3.2.5.1.1.6.2	Trabajo de campo.....	83
3.2.5.1.1.6.3	Trabajo de gabinete.....	84
3.2.5.1.1.6.3.1	Procesamiento de datos.....	84
3.2.5.1.1.6.3.2	Cálculo del perímetro y área.....	85
3.2.5.1.1.6.3.3	Trazo de las curvas de nivel	85
3.2.5.1.1.6.4	Datos del terreno	85
3.2.5.1.1.6.4.1	Área y Volumen del terreno a estabilizar.....	85
3.2.5.1.1.6.4.2	Tipo de terreno y pendiente.....	86
3.2.5.1.1.6.5	Descripción del tramo en estudio.....	86
3.2.5.1.1.6.5.1	Elementos del tramo Km 08+000 al Km 08+300.....	86
3.2.5.1.2	Estudio Geológico - Geotécnico.....	87
3.2.5.1.2.1	Introducción.....	87
3.2.5.1.2.1.1	Objetivos.....	87
3.2.5.1.2.1.2	Reconocimiento del área del estudio.....	88
3.2.5.1.2.2	Estudio Geológico a lo largo del tramo.....	89
3.2.5.1.2.2.1	Geología General.....	89
3.2.5.1.2.2.1.1	Geomorfología.....	89

3.2.5.1.2.2.1.2	Estratigrafía	89
3.2.5.1.2.2.1.3	Geología Estructural	95
3.2.5.1.2.2.1.4	Procesos de Geodinámica Externa	95
3.2.5.1.2.2.1.5	Sismicidad	97
3.2.5.1.2.2.2	Geología y Geotécnia a lo largo del trazo	97
3.2.5.1.2.2.2.1	Descripción del Perfil Estratigráfico del suelo.....	97
3.2.5.1.2.2.2.2	Interpretación de los Resultados de suelos.....	102
3.2.5.1.2.3	Aspectos Geotécnicos del Estudio.....	102
3.2.5.1.2.3.1	Generalidades.....	102
3.2.5.1.2.3.2	Clasificación de los materiales de plataforma	104
3.2.5.1.2.3.3	Estabilidad de taludes	105
3.2.5.1.2.3.3.1	Zonas determinadas por el grado de estabilidad.....	106
3.2.5.1.2.3.4	Características y Párametros de las Formaciones Rocosas.....	107
3.2.5.1.2.3.5	Materiales de cantera	108
3.2.5.1.2.3.6	Interpretación y Aplicación de los Ensayos de Suelos	112
3.2.5.1.2.3.6.1	Capacidad Portante del terreno.....	112
3.2.5.1.2.3.6.2	Evaluación de Arcillas Expansivas.....	112
3.2.5.1.2.3.6.3	Diseño de Mezclas de concreto.....	113
3.2.5.1.2.3.7	Geotecnia Local	114
3.2.5.1.2.3.7.1	Excavación de calicatas del tramo en estudio	114
3.2.5.1.2.3.7.2	Toma de muestras	114
3.2.5.1.2.3.7.3	Ensayo de Corte Directo.....	114
3.2.5.1.3	Estudio Hidrológico y Drenaje Superficial.....	116
3.2.5.1.3.1	Generalidades.....	116
3.2.5.1.3.1.1	Introducción.....	116
3.2.5.1.3.1.2	Antecedentes	116
3.2.5.1.3.2	Ubicación	118
3.2.5.1.3.2.1	Ubicación Política	118
3.2.5.1.3.2.2	Ubicación Geográfica	118
3.2.5.1.3.3	Objetivos del Estudio	119
3.2.5.1.3.4	Información Básica utilizada	119
3.2.5.1.3.4.1	Información Cartográfica	119
3.2.5.1.3.4.2	Información Topográfica	120
3.2.5.1.3.4.3	Información Pluviométrica	120

3.2.5.1.3.4.4	Registro de Caudales	122
3.2.5.1.3.4.5	Estudios Anteriores	122
3.2.5.1.3.4.6	Versión de los pobladores	122
3.2.5.1.3.4.7	Climatología	123
3.2.5.1.3.5	Micro Red Hidrográfica	123
3.2.5.1.3.5.1	Características Principales de la Micro Red Hidrográfica.....	123
3.2.5.1.3.5.2	Micro Cuencas Hidrográficas	124
3.2.5.1.3.6	Metodología y Formulación del Estudio	124
3.2.5.1.3.6.1	Metodología.....	124
3.2.5.1.3.6.2	Formulación del Estudio	125
3.2.5.1.3.7	Análisis Hidrológico	125
3.2.5.1.3.7.1	Precipitación Mensual en el área de la carretera	125
3.2.5.1.3.7.2	Precipitación Máxima en 24 horas	126
3.2.5.1.3.7.3	Procesamiento de la Información Pluviométrica.....	127
3.2.5.1.3.7.4	Precipitación Máxima en 24 horas para periodos de retornos.....	131
3.2.5.1.3.7.4.1	Distribución Porcentual Precipitación Máxima en 24 horas.....	133
3.2.5.1.3.8	Obras de Drenaje Superficial	135
3.2.5.1.3.8.1	Consideraciones Generales.....	135
3.2.5.1.3.8.1.1	Finalidad del Drenaje Superficial	135
3.2.5.1.3.8.1.2	Criterios Funcionales.....	135
3.2.5.1.3.8.1.3	Periodos de Retorno.....	136
3.2.5.1.3.8.1.4	Riesgos de Obstrucción.....	137
3.2.5.1.3.8.2	Caudal de Escorrentía	138
3.2.5.1.3.8.2.1	Métodos Racionales	138
3.2.5.1.3.8.2.1.1	Método Racional.....	138
3.2.5.1.3.8.2.1.2	Método Racional ARMCO.....	140
3.2.5.1.3.8.2.2	Métodos Experimentales.....	142
3.2.5.1.3.8.2.2.1	Método de Precipitación Pluvial	142
3.2.5.1.3.8.2.3	Métodos Empíricos	144
3.2.5.1.3.8.2.4	Métodos Directos	145
3.2.5.1.3.8.2.4.1	Método de Sección Pendiente	145
3.2.5.1.3.8.3	Obras de Arte a proyectarse	146
3.2.5.1.3.8.3.1	Cunetas	147
3.2.5.1.3.8.3.1.1	Diseño de cunetas	147

3.2.5.1.3.8.3.1.1.1 Sección y Dimensiones de las cunetas	147
3.2.5.1.3.8.3.1.1.2 Revestimiento de las cunetas.....	148
3.2.5.1.3.8.3.1.1.3 Desague de las cunetas	148
3.2.5.1.3.8.3.1.1.4 Cálculo del Caudal (Q) de las cunetas	149
3.2.5.1.3.8.3.2 Alcantarillas	151
3.2.5.1.3.8.3.2.1 Generalidades	151
3.2.5.1.3.8.3.2.2 Tipos de alcantarillas	151
3.2.5.1.3.8.3.2.3 Diseño de las alcantarillas a proyectar	152
3.2.5.2 Programa de Monitoreo in situ del deslizamiento rotacional.....	153
3.2.5.3 Propuesta de Estabilización del talud por deslizamiento rotacional tramo Km 08+000 al Km 08+300.....	155
3.2.5.3.1 Prevención	155
3.2.5.3.1.1 Prevención para disminuir o eliminar el riesg.....	155
3.2.5.3.1.2 Prevención ante la amenaza del deslizamiento rotacional.....	155
3.2.5.3.1.3 Elusión de la amenaza del deslizamiento rotacional	156
3.2.5.3.1.4 Control de la amenaza del deslizamiento rotacional.....	156
3.2.5.3.2 Estabilidad del talud	156
3.2.5.3.2.1 Evaluación del deslizamiento rotacional	157
3.2.5.3.2.1.1 Evaluación de la condición de estabilidad del talud	157
3.2.5.3.2.1.2 Metodología de estabilización y Remediación del talud.....	158
3.2.5.3.2.1.3 Nivel de riesgo en la inestabilidad del talud.....	159
3.2.5.3.2.2 Análisis de estabilidad del talud por el Método Sueco	160
3.2.5.3.2.3 Diseño de Estabilización del talud Tramo km 08+000 - km 08+300.....	163
3.2.5.3.2.3.1 Remoción del material de la cabeza del Tramo km 08+000 al km 08+300.....	163
3.2.5.3.2.3.2 Abatimiento de la pendiente del talud del tramo km 08+000 al km 08+300	166
3.2.5.3.2.3.3 Terrazas o Bermas intermedias	166
3.2.5.3.2.3.3.1 Diseño de la geometría de las bermas	167
3.2.5.3.2.3.3.2 Criterios generales para el diseño de bermas y pendientes.....	168
3.2.5.3.2.3.3.3 Recubrimiento de la superficie.....	170
3.2.5.3.2.3.3.4 Control de agua superficial y subterránea.....	171

3.2.5.3.2.3.3.5 Estructuras de contención	171
3.2.5.3.2.3.3.6 Modificación del nivel de la subrasante del tramo.....	171
3.2.5.3.2.4 Diseño Semiempírico	172
3.2.5.4 Costo de Operación para estabilizar el talud del tramo km 08+000 al km 08+300.....	172
IV. RESULTADOS	174
4.1 Estudio Topográfico	174
4.2 Estudio Geológico - Geotécnico	174
4.2.1 Estudio Geológico	174
4.2.2 Estudio Geotécnico	175
4.3 Estudio Hidrológico	175
4.4 Estabilidad de Taludes	175
4.5 Programa de Monitoreo In situ del deslizamiento rotacional.....	176
4.6 Costo Propuesta de Estabilización del talud.....	176
V. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	177
5.1 Estudios Básicos de Ingeniería	177
5.2 Estabilidad de taludes	178
5.3 Programa de Monitoreo In situ del deslizamiento rotacional	179
5.4 Costo Total del proyecto	179
5.5 Contrastación de Hipótesis	179
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	182
6.1 Conclusiones	182
6.2 Recomendaciones	184
VII. BIBLIOGRAFÍA	185
VIII. ANEXOS	188

8.1 Anexo N° 01: Panel Fotográfico	188
8.2 Anexo N° 02: Mapas	203
8.3 Anexo N° 03: Estudio de Mecánica de Suelos.....	211
8.3.1 Constancia de Ejecución de Ensayo de Laboratorio.....	212
8.3.2 Calicatas.....	214
8.3.3 Ensayo de Corte Directo.....	231
8.4 Anexo N° 04: Información Pluviométrica SENAMHI	241
8.5 Anexo N° 05: Resumen de Presupuesto y Metrados.....	245
8.5.1 Resumen de Metrados.....	246
8.5.1.1 Justificación de Metrados.....	248
8.5.2 Presupuesto.....	258
8.5.2.1 Presupuesto de obra.....	259
8.5.2.2 Costos Unitarios Partidas.....	261
8.5.2.3 Costos Unitarios Sub partidas.....	267
8.5.2.4 Precios y Cantidades de recursos requeridos.....	269
8.6 Anexo N° 06: Planos Generales.....	271
8.6.1 Plano de Ubicación.....	272
8.6.2 Plano Clave.....	273
8.6.3 Planos Topográficos.....	274
8.6.3.1 Plano de Planta y Perfil Tramo km 08+000 al km 08+300	275
8.6.3.2 Plano de Secciones Transversales Tramo 08+000 al km 08+300.....	276
8.6.3.3 Plano de Detalle Sección Banquetas.....	277
8.6.4 Planos Geológicos-Geotécnicos.....	278
8.6.4.1 Plano Geológico y Geotécnico.....	279
8.6.4.2 Plano de Cortes Geológicos.....	280
8.6.4.3 Plano de Ubicación de Calicatas.....	281
8.6.5 Planos Hidrológicos.....	282
8.6.5.1 Plano de Estaciones Climatológicas y Ámbito de Influencia.....	283
8.6.5.2 Plano de Delimitación de Influencia Hidrológica Estación: El Porvenir.....	284
8.6.6 Plano de Alcantarillas.....	285
8.6.6.1 Plano Alcantarilla Km 08+035.....	286

8.6.6.2 Plano Alcantarilla Km 08+200.....	287
8.6.7 Plano de Cunetas.....	288

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1.1: Población beneficiada directamente por distrito.....	10
Tabla N° 3.1: Formaciones Geológicas del trazo de la carretera.....	94
Tabla N° 3.2: Ubicación de excavaciones para muestreo de suelos.....	100
Tabla N° 3.3: Resultados de las pruebas de laboratorio de suelos.....	101
Tabla N° 3.4: Clasificación de los materiales de plataforma.....	104
Tabla N° 3.5: Taludes de corte.....	105
Tabla N° 3.6: Grado de fracturación de la roca.....	108
Tabla N° 3.7: Grado de dureza de la roca.....	108
Tabla N° 3.8: Clasificación de la roca en base a la dureza y meteorización	108
Tabla N° 3.9: Ubicación de materiales de cantera.....	109
Tabla N° 3.10: Característica para explotación y uso.....	110
Tabla N° 3.11: Resultados e interpretación de ensayos de material de cantera.....	111
Tabla N° 3.12: Resultados de laboratorio de suelos.....	113
Tabla N° 3.13: Especificaciones Técnicas referenciales para concreto.....	113
Tabla N° 3.14: Lámina de precipitación anual (mm) Periodo 1991-2007.....	126
Tabla N° 3.15: Precipitación máxima en 24 horas (mm) Periodo 1991-2007.....	127
Tabla N° 3.16: Estación El Porvenir (Periodo 1991-2007).....	128
Tabla N° 3.17: Estación Sauce (Periodo 1991-2007).....	129
Tabla N° 3.18: Estación Chazuta (Periodo 1991-2007)	130
Tabla N° 3.19: Precipitación Máxima Estación El Porvenir.....	132
Tabla N° 3.20: Precipitación Máxima Estación Sauce.....	132
Tabla N° 3.21: Precipitación Máxima Estación Chazuta.....	132
Tabla N° 3.22: Resumen de la Precipitación Máxima en 24 horas en las Estaciones de estudio.....	133
Tabla N° 3.23: Distribución Porcentual Estación El Porvenir.....	134
Tabla N° 3.24: Distribución Porcentual Estación Sauce.....	134
Tabla N° 3.25: Distribución Porcentual Estación Chazuta.....	134
Tabla N° 3.26: Riesgo de excedencia (%) durante la vida útil para diversos periodos de retorno.....	136
Tabla N° 3.27: Periodos de retorno para diseños de obras de drenaje en caminos de bajo volumen de transito.....	137

Tabla N° 3.28: Coeficientes de escurrimiento que se utilizan en el método racional...	140
Tabla N° 3.29: Factor "f" aplicado en el método racional ARMCO	141
Tabla N° 3.30: Valores de "I" para la aplicación en el método ARMCO.....	141
Tabla N° 3.31: Coeficiente "C" para la aplicación en la fórmula Burkli-Ziegler.....	143
Tabla N° 3.32: Valores de "C" para la aplicación en la fórmula Dickens.....	143
Tabla N° 3.33: Valores de "C" para la aplicación en la fórmula Talbot.....	145
Tabla N° 3.34: Dimensiones mínimas de las cunetas.....	147
Tabla N° 3.35: Métodos de prevención de la amenaza o el riesgo.....	155
Tabla N° 3.36: Métodos de elusión de amenazas de deslizamientos.....	156
Tabla N° 3.37: Estructuras de control de masas en movimiento	156
Tabla N° 3.38: Grados de inestabilidad del tramo de la carretera.....	159
Tabla N° 3.39: Método de conformación topográfica para equilibrar fuerzas.....	163
Tabla N° 3.40: Método de recubrimiento de la superficie de talud.....	170
Tabla N° 3.41: Método de control de agua y presión de poros.....	171
Tabla N° 3.42: Método de estructuras de contención.....	171

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro N° 3.1: Puntos de apoyo y Bench Mark	85
Cuadro N° 3.2: Tipo de terreno y pendientes	86
Cuadro N° 3.3: Excavaciones de calicatas	114
Cuadro N° 3.4: Perímetros de Resistencia del terreno	115
Cuadro N° 3.5: Resultados del diseño de cunetas	151
Cuadro N° 3.6: Ubicación de las obras de drenaje transversal.....	153
Cuadro N° 3.7: Monitoreo in situ del deslizamiento rotacional	154
Cuadro N° 3.8: Costo de Estabilización del talud (En soles)	173
Cuadro N° 4.1: Resultados del Estudio Topografico	174
Cuadro N° 4.2: Resultados del Estudio Geológico	174
Cuadro N° 4.3: Resultados del Estudio Geotécnico	175
Cuadro N° 4.4: Resultados del Estudio Hidrológico	175
Cuadro N° 4.5: Análisis de Estabilidad del talud - Método Sueco	175
Cuadro N° 4.6: Registro del Desplazamiento Tangencial	176
Cuadro N° 4.7: Costo Propuesta de Estabilización del talud	176

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1.1: Ubicación del tramo en estudio.....	5
Figura N° 1.2: Vista satelital del tramo en estudio	6
Figura N° 2.1: Nomenclaturas de taludes y laderas	23
Figura N° 2.2: Nomenclatura de un movimiento	24
Figura N° 2.3: Nomenclatura de un deslizamiento	29
Figura N° 2.4: Nomenclatura de un deslizamiento rotacional	30
Figura N° 2.5: Nomenclatura de un deslizamiento traslacional	31
Figura N° 2.6: Nomenclatura de un derrumbe	32
Figura N° 2.7: Recta de Coulumb.....	53
Figura N° 2.8: Esfuerzo Normal Vs Esfuerzo de Corte	56
Figura N° 2.9: Deformación Tangencial Vs Esfuerzo de Corte	57
Figura N° 2.10: Esquema de probeta cilíndrica	63
Figura N° 2.11: Envolvente de Mohr	65
Figura N° 2.12: Gráfica Esfuerzo - Deformación	66
Figura N° 2.13: Gráfica de un talud puramente cohesivo	68
Figura N° 3.1: Revestimiento de cunetas	148
Figura N° 3.2: Desague de cunetas	148
Figura N° 3.3: Sección de cuneta de 1.29 x 0.50 m	149
Figura N° 3.4: Círculo primer tanteo	161
Figura N° 3.5: Círculo segundo tanteo	162
Figura N° 3.6: Corte del material deslizado para mejorar el factor de seguridad	164
Figura N° 3.7: Bermas para detener derrumbes o rocas	165
Figura N° 3.8: Estabilización del talud por conformación del talud y bermas	167
Figura N° 3.9: Cortes en taludes con juntas semiparalelas a la topografía del tramo..	168
Figura N° 3.10: Configuración típica de taludes	170

ÍNDICE DE ESQUEMAS

Esquema N° 3.1: Diseño Experimental de la Investigación	79
---	----

ÍNDICE DE MAPAS

Mapa N° 01: Sistemas de Fallas Regionales	203
Mapa N° 02: Unidades Geográficas.....	204
Mapa N° 03: Mapa Geológico cuadrángulo de Utcucarca 14-k.....	205
Mapa N° 04: Geología Regional	206
Mapa N° 05: Unidades Geomorfologicas cuadrángulo 14-k.....	207
Mapa N° 06: Formaciones Geológicas en el área de estudio.....	207
Mapa N° 07: Unidades Estructurales.....	208
Mapa N° 08: Peligros Geológicos e Hidrológicos	209
Mapa N° 09: Susceptibilidad por movimientos de masa	210

Resumen

El presente trabajo de Tesis se desarrolló en la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, con fines de titulación de Ingeniero Civil, como una contribución a la sociedad, para resolver la problemática del Deslizamiento Rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Empalme PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja – Chazuta.

El aporte consiste en elaborar una Propuesta de Estabilización del talud del Deslizamiento Rotacional del tramo, analizando el mal estado de la vía, resolviendo el problema, ya que permitirá mejorar el nivel de transitabilidad, comunicación que facilita el traslado de pobladores y de la producción agrícola de las localidades de los Distritos de Shapaja, Chazuta y poblados del Bajo Huallaga a los mercados locales y al mismo tiempo poner a disposición de la Universidad Nacional de San Martín una investigación que servirá como base para futuros proyectos de desarrollo.

Se realizaron estudios básicos de ingeniería. Por ello, la presente Tesis desarrolla el análisis y diseño de ingeniería, así como el presupuesto de una solución para estabilizar el talud superior, bajo las condiciones mínimas estáticas del talud de un tramo representativo de 300 metros de longitud del talud de la vía, al amparo de la teoría y ensayos de campo que se utilizaron para el análisis y diseño de la propuesta.

Como resultado del estudio, se demuestra que el tramo estudiado fallaría en condiciones estáticas importantes Factor de Seguridad $F.S > 1.5$ (Método Sueco), poniendo en grave peligro vidas humanas que utilizarían la vía. La propuesta se debe a un movimiento masivo de tierras, reduciendo la pendiente y por lo tanto aumento del Factor de Seguridad para la estabilidad local y posteriormente la construcción de Banquetas o Terracerías que ayudarán a estabilizar el talud del deslizamiento rotacional. En conclusión, además del trabajo de ingeniería, se proporciona una herramienta útil que permita estabilizar taludes superiores en las vías de la Región.

PALABRA CLAVE: Estabilización del talud por deslizamiento rotacional, Estudios Topográficos, Geológico-Geotécnico e Hidrológico, Método Sueco, Técnicas de Diseño y Construcción.

El Autor

ABSTRACT

The following Thesis research was developed in the Professional School of Civil Engineering of the Faculty of Civil Engineering and Architecture of the National University of San Martín - Tarapoto, with the purpose of degree as Civil Engineer, also as a contribution to society, solving the Rotational Slip of the section km 08 + 000 to km 08 + 300 of the Departmental Highway Route SM-106 Splise Section PE-5N (Colombia Bridge) - Shapaja - Chazuta.

The contribution consists of preparing a Proposal to stabilize the slope of the Rotational Slip section, analyzing the poor state of the road, solving the problem, as it will improve the level of traffic, communication that make easy residents and also agricultural production transportation from the districts of Shapaja, Chazuta and Bajo Huallaga villages to local markets and at the same time make available to the National University of San Martín an investigation that will serve as a basis for future development projects.

Basic engineering studies were carried out. Therefore, the following Thesis develops the analysis and design of engineering, as well as the budget of a solution to stabilize the upper slope, under the minimum static conditions of the slope of a representative section of 300 meters in length of the slope of the road, protection of the theory and field tests that were used for the analysis and design of the proposal.

As a result of the study, it is demonstrated that the section studied would fail in important static conditions Safety Factor $F.S > 1.5$ (Swedish Method), seriously endangering human lives that would use the track. The proposal is due to a massive movement of land, reducing the slope and therefore increase of the Safety Factor for local stability and later the construction of Sidewalks or Terraces that will help to stabilize the slope of the rotational slip. In conclusion, in addition to the engineering work, a useful tool is provided to stabilize upper slopes on the roads of the Region.

KEYWORD: Stabilization of the slope by rotational slip, Topographic, Geological-Geotechnical and Hydrological Studies, Swedish Method, Design and Construction Techniques.



The Author

I. INTRODUCCIÓN

El Tramo de Carretera Departamental Empalme PE-5N (Puente Colombia) - Shapaja – Chazuta, forma parte de la Ruta SM-106, la citada carretera materia del presente estudio, de una longitud aproximada de 29.896 km, fue construida a partir de 1976 y concluida a nivel de afirmado en el periodo 1979-1980; inicialmente estaba considerada dentro de la Red Vial Nacional Ruta 10CN.

El Gobierno Regional a través de la Dirección Regional de Transportes y comunicaciones solicitaron su recategorización para poder intervenir en el mejoramiento y mantenimiento, por lo que con DS.Nº 034-2007-MTC se logró su recategorización a carretera departamental como la Ruta Nº105, y últimamente se actualizó el clasificador de rutas con DS.Nº044-2008-MTC a Ruta Nº106.

El asfaltado de la carretera se dio inicio desde los primeros días del año 2010. Desde su inicio hasta la fecha la obra aún no ha sido concluida y esto debido a incumplimientos contractuales que tendrán su justificación y también a los constantes deslizamientos con considerables índices de inestabilidad y que se complican cuando las lluvias son fuertes y frecuentes; ello genera un alto riesgo en cuanto a la integridad física de los transeúntes, quienes a diario hacen uso de esta importante vía.

Desde el año 2013 la Dirección regional de Transportes y Comunicaciones de San Martín viene realizando el mantenimiento periodico de la vía orientado a mantener una circulación permanente y segura, teniendo en cuenta que debido a factores de tipo climático y al notable tránsito de vehículos, en algunos tramos de la plataforma, se viene generando una acelerada deformación de la plataforma (fisuras y baches), así como la erosión y deslizamientos de los taludes superiores e inferiores en las zonas donde las pendientes son muy pronunciadas.

En el año 2014 debido a las precipitaciones pluviales intensas y continuas suscitadas durante los meses de marzo, abril y mayo, la carretera ha sido afectada por un deslizamiento circular de suelo, evento tectónico suscitado entre el Km 08+000 al Km 08+300 de la mencionada carretera.

Entendiendo así la imperiosa necesidad de contar con un sistema vial eficiente que genere progreso y bienestar social, se ha elaborado la presente investigación, denominado “Propuesta de Estabilización del talud por Deslizamiento Rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106 tramo Empalme PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja - Chazuta” realizando los estudios básicos de ingeniería donde se obtendrá los parámetros necesarios que nos permita utilizar técnicas de Diseño y Construcción óptimos para la estabilización del talud.

1.1 Generalidades

La estabilización de deslizamientos activos o potencialmente inestables es un trabajo relativamente complejo, el cual requiere de metodologías de diseño y construcción. El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes o laderas es el de establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo, según el argumento de **Suárez** (1998, pág. 385) en su libro: “Deslizamiento y Estabilidad de taludes en zonas tropicales”.

Para poder realizar la presente investigación, nos hemos basado en la geología regional y local de la zona de estudio, correlacionando esta información como resultado de los tipos de suelos según estudios de exploración, mapas geológicos del Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico – INGEMMET; permitiéndonos describir las características físicas mecánicas, determinar los perfiles estratigráficos cuya información indicada permitirá determinar la relación que existen entre los aspectos geológicos, se realizaron estudios topográficos, geotécnicos e hidrológicos al momento de evaluar los taludes, y obteniendo al final el factor de seguridad de talud superior del deslizamiento rotacional.

En la carretera Shapaja - Chazuta se han evidenciado deslizamientos que han ocasionado la interrupción del flujo normal del tránsito. Dichos eventos resaltan la importancia de conocer el cambio en los parámetros de resistencia del suelo cuando están sometidos a eventos de lluvia, ya que a partir de esta información podremos predecir de algún modo el comportamiento de dicho material y su influencia en la estabilidad de taludes, según la información de **DRTC-SM** (2014, pág. 5) del expediente técnico: Apoyo Social de Emergencia de la Carretera Departamental Ruta SM-106, Tramo Emp. PE-05N (Pte. Colombia)-Shapaja-Chazuta; Tramo km 08+000 al km 08+300, L=0.300 Km.

La tarea del ingeniero encargado de analizar la estabilidad de un talud es determinar el factor de seguridad y su relación que existen con los aspectos de topografía, geología, geotecnia e hidrológicos de los mismos.

Indicado lo anterior, la hipótesis para este trabajo de investigación queda planteada de la siguiente manera: “Si se realiza de manera adecuada los estudios básicos de

ingeniería en los aspectos de Topografía, Geotecnia, Geología e Hidrología y los registros del Programa de Monitoreo in situ, se obtendrá los parámetros necesarios que nos permita utilizar la Técnica de Diseño y Construcción óptimo para la Estabilización del Talud por Deslizamiento Rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Empalme PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja – Chazuta”.

1.2 Exploración preliminar orientando la investigación

Los deslizamientos rotacionales son un riesgo principal en cortes y movimientos de tierra en cualquier obra de ingeniería civil, esto se presenta principalmente en terrenos montañosos. Los deslizamientos rotacionales no plantean el mismo nivel de riesgo económico que fallas a gran escala, como lo son las fallas geológicas, dichos deslizamientos tienen desde la capacidad para cerrar rutas importantes de transporte de vehículos y peatones durante días, hasta poner en eminente riesgo la integridad de los transportistas y peatones así como causar daños en la infraestructura vial lo cual repercute directamente en los bienes económicos de la población, según lo indicado por **Franco** (2012, pág. 10) en su investigación: Evaluación del deslizamiento de un talud mediante métodos no destructivos.

El principal problema que se plantea a la hora de plantear cualquier tipo de explanación es asegurar la estabilidad de sus taludes, ya que las características resistentes de ese suelo de nada servirán si se producen continuos deslizamientos que pongan en peligro la funcionalidad de la carretera a la que sirven de soporte. Parece claro que la estabilidad de un talud depende tanto de su geometría, pendiente y altura, así como de las características intrínsecas del suelo que lo forma ángulo de rozamiento interno y cohesión y que definen su resistencia al corte directo, nos expresa **Bañon** (2008, pág. 2) en su libro: Estabilidad de taludes.

Si la superficie de un terreno no es horizontal, una componente de la gravedad ocasionará que el suelo se mueva hacia abajo ocurriendo la falla del talud; es decir, la fuerza actuante vence a la fuerza resistente a lo largo de la superficie de ruptura. En muchos casos los ingenieros civiles tienen que efectuar cálculos para verificar la seguridad de los taludes naturales, taludes de excavaciones y terraplenes compactados. Este proceso llamado, análisis de la estabilidad de taludes, implica

determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie más probable de falla con la resistencia cortante del suelo, nos fundamenta **Braja** (1995, pág. 339) en su libro: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.

El análisis de la estabilidad de un talud no es tarea fácil. La evaluación de variables tales como la estratigrafía del suelo y sus parámetros de resistencia cortante resulta una tarea complicada. La infiltración a través del talud y la selección de una superficie de deslizamiento potencial se agregan a la complejidad del problema, también nos expresa **Braja** (1995, pág. 339) en su libro: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.

Los problemas de inestabilidad de laderas se cuentan entre los peligros naturales más destructivos de nuestro planeta, lo cual representa una de las mayores amenazas para la vida y para los bienes materiales de la población, según nos indica el **CENAPRED** (2001, pág. 17) en el Proyecto Nacional de Prevención de Desastres.

El fenómeno de deslizamientos ha ocasionado en diversas regiones del mundo grandes desastres, por lo que la detección previa de las áreas susceptibles a este tipo de eventos permite tomar las medidas necesarias para evitar daños a la infraestructura de las poblaciones, así como la pérdida de vidas humanas; además, es de suma importancia que la población conozca este fenómeno y se mantengan preparados a las manifestaciones que lo preceden y los factores que lo generan, según nos manifiesta **Codina** (2005, pág. 7) en el Proyecto de Estabilidad de taludes en el Municipio de Santa Clara – El Salvador.

La investigación geológica y geotécnica de estas áreas resulta básica ya que sirve de apoyo para estudios específicos como los de mecánica de suelos, mecánica de rocas y los hidrológicos. Su análisis local constituye un primer paso para dimensionar, a nivel general, la susceptibilidad a deslizamientos de las laderas en esta área, con lo que se podrán elaborar posteriormente, programas de investigación locales y específicos, también nos indica **Codina** (2005, pág. 9) en el Proyecto de Estabilidad de taludes en el Municipio de Santa Clara – El Salvador.

La elaboración de una técnica de diseño y construcción nos permitirá tomar las medidas de prevención, o en el caso que ya se manifieste la ocurrencia de un deslizamiento, proponer y realizar los tratamientos adecuados para su estabilización. Se pretende que este estudio conjunte diversos factores topográficos, geológicos,

geotécnicos e hidrológicos que coadyuven a la mejor comprensión del proceso de estabilidad de taludes en la Carretera Departamental Ruta SM-106 Empalme PE-5N (puente Colombia)-Shapaja-Chazuta.

1.3 Aspectos Generales del Estudio

1.3.1 Ubicación

El área donde se desarrolla el Estudio está situado en el Departamento de San Martín en la Selva Alta Nor Oriente del Perú, en la jurisdicción de la Provincia y Región de San Martín; geográficamente se ubica entre los paralelos $6^{\circ}37'06.76''$ latitud sur y los meridianos $76^{\circ}11'48.61''$ longitud oeste, con una altitud promedio que varía entre los 186 - 207 msnm. El tramo se inicia en el Ovalo de coordenadas UTM E: 355607 O: 9271657, ubicado a 15 km. de la carretera Fernando Belaunde Terry, en el trayecto de Tarapoto a Picota; continúa por la margen izquierda del Río Mayo (aguas abajo), uniendo las localidades de Shapaja, ubicada en la progresiva 06+500 y Chazuta, ubicada en la progresiva 29+896 (coordenadas UTM E: 374718 O: 9273213), como se observa en la (Figura 1.1)

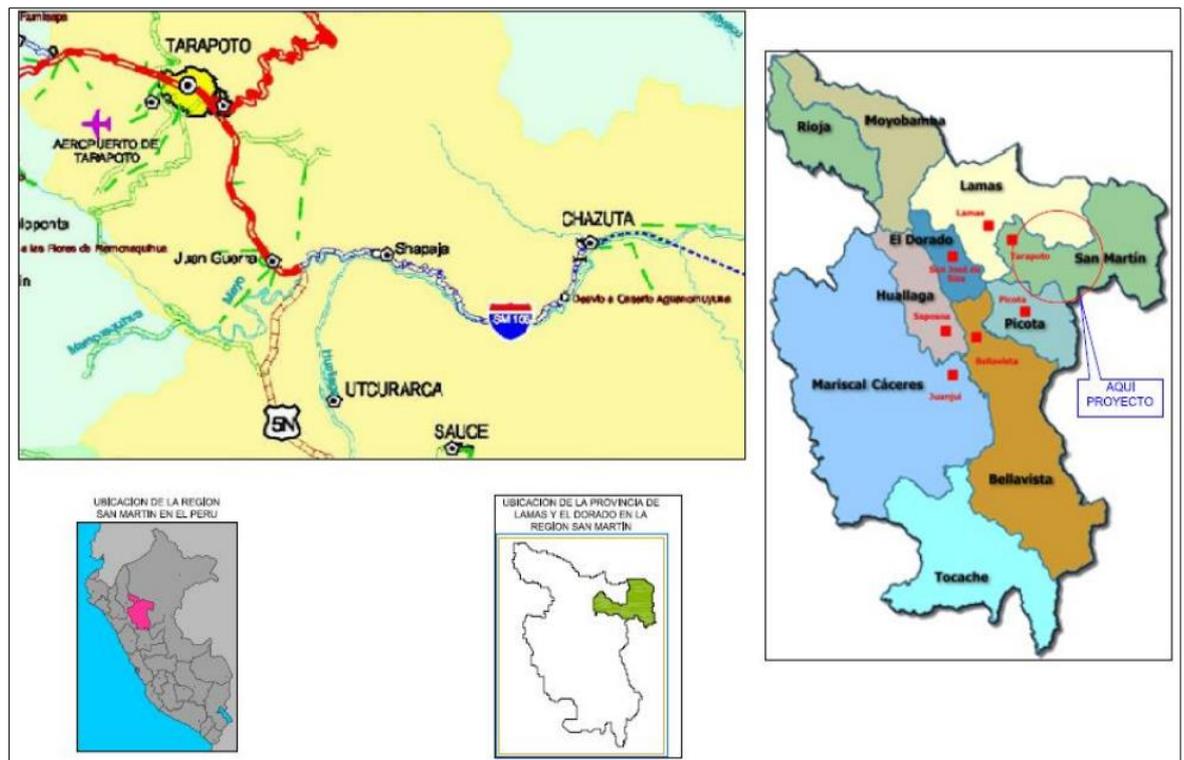


Figura N° 1. 1: Ubicación del tramo de Estudio

Fuente: Expediente Técnico (DRTC-SM, 2008).

1.3.2 Vías de Acceso

Para acceder a la zona de estudio, se puede realizar de la siguiente manera: Se parte desde la ciudad de Tarapoto, siguiendo la carretera Fernando Belaunde Terry – Sur (Ex marginal de la Selva), hasta llegar al ovalo del Puente Colombia a la altura del Km 15, siguiendo la Ruta SM-106, se recorre la vía hasta el KM 08+000 , progresiva de interés en el presente estudio (Figura 1.2).

Desde Lima se puede acceder a la ciudad de Tarapoto, por vía terrestre o por vía aérea.

Por vía terrestre a través de la Panamericana Norte y la carretera Fernando Belaunde Terry, en las diversas empresas de transporte que existen, con salidas diarias y en diversos turnos, con una duración aproximada de 24 horas.

Por vía aérea existen tres empresas que prestan servicio en la ruta Lima- Tarapoto y viceversa, con las salidas diarias en diferentes horarios, la duración del viaje es de aproximadamente 50 minutos (DRTC-SM, 2008).



Figura N° 1. 2: Vista Satelital del tramo en estudio
Fuente: Google Earth

1.3.3 Fisiografía y Topografía

El relieve que se observa en el tramo de la vía permite separar dos unidades claramente definidas: la Faja Subandina y la Llanura Amazónica. El presente estudio se desarrolla dentro de la Faja Subandina.

El terreno presenta una topografía accidentada, con taludes que varía entre 38° y 56° y una vegetación moderada (DRTC-SM, 2008).

1.3.4 Clima y Altitud

La climatología en el área del Estudio está condicionada por la fisiografía, época del año, la Temperatura y la precipitación. Por ser un sector de colinas altas y estribaciones montañosas del contrafuerte andino, el clima es moderadamente húmedo y cálido, con precipitaciones que varían entre los 1,500 mm y 2,000 mm anuales y temperaturas promedio anual que oscilan entre los 24.0 °C y 26 .0 °C. y que disminuye a medida que aumenta la altitud, siendo la temperatura máxima 38.6° C, y la mínima 13.5° C, tiene una humedad relativa de 78.5%, siendo la máxima 80% y la mínima 77% (DRTC-SM, 2008).

La altitud promedio del tramo en estudio es de 246 m.s.n.m, siendo la mínima de 191 m.s.n.m y la máxima de 357 m.s.n.m. (DRTC-SM,2008).

1.3.5 Hidrografía

Desde el punto de vista hidrológico, la red hidrográfica en estudio, es propia de la región de ceja de selva en tránsito a selva baja, caracterizada por dos períodos de precipitaciones bien definidos, el de intensas precipitaciones (Octubre – Mayo) y un período de estiaje o de escasas precipitaciones (Junio – Septiembre). La precipitación media anual en el ámbito del proyecto es de 1,374.90 mm, mientras que la lámina de precipitación máxima caída en 24 horas es de 123 mm (DRTC-SM,2008).

1.3.6 Geología General

1.3.6.1 Geomorfología

Como unidades geomorfológicas expuestas en la zona del estudio encontramos geoformas resultantes de los procesos de levantamientos de bloques por acción de

fallas inversas asociadas en fallas normales en el basamento de rocas mesozoicas (DRTC-SM, 2008).

1.3.6.2 Estratigrafía

Las unidades litoestratigráficas en la franja del tramo de la carretera Puente - Colombia-Shapaja-Chazuta, las unidades expuestas son rocas sedimentarias con edades comprendidas desde el Jurásico superior hasta el cuaternario (DRTC-SM, 2008).

1.3.6.3 Geología Estructural

La secuencia estratigráfica de la zona de estudio es fuertemente deformada, mostrando un plegamiento moderado con fallas que afectan rocas sedimentarias del mesozoico – cenozoico. El rumbo general de las estructuras es N(30°-50°)O, localmente se observan de N70°E a E-O, originados por los mismos esfuerzos de deformación de las fallas principales (DRTC-SM, 2008).

1.3.6.4 Procesos Geológicos

En el área del proyecto existen procesos naturales activos, los que podrían repercutir en la seguridad y el mantenimiento de la carretera, por lo cual es importante tomarlos en cuenta en la presente etapa de estudio (DRTC-SM, 2008).

1.3.6.5 Sismicidad

Por su ubicación la zona del estudio se enmarca en una zona de sismicidad moderada la cual forma parte de la faja sismo tectónica nor oriental. De acuerdo a la carta de zonificación sísmica, la carretera se encuentra en un área de intensidad menor de V en la escala modificada de MERCALLI, no obstante el último sismo que afecto la localidad de Lamas, este tuvo una intensidad cercana a VII (DRTC-SM,2008).

La zonificación sismo tectónica del nor oriente peruano, presenta 4 unidades bien diferenciadas, ubicando la zona del estudio en la región 3.

1.3.7 Geología y Geotecnia a lo largo del tramo

1.3.7.1 Descripción del Perfil Estratigráfico del suelo

Los tipos de suelo clasificados, por su origen geológico son de tres clases, origen aluvial, coluvio-aluvial, residual.

Los suelos aluviales, aquellos depositados en las áreas de inundación de la red hídrica, en cuanto a su mineralogía tienen aporte de minerales de fuera del área donde se encuentran actualmente, caso de las arcillas y limos inorgánicos CL , MH y las mezclas de arenas arcillosas y limosas SC-SM.

Los suelos coluvio-aluviales, se presentan en las zonas de laderas entre la plataforma de la carretera y el río; en donde la pendiente entre la zona de laderas y la zona aluvial, encontramos suelos residuales que conservan las características de la roca madre u originaria del suelo (DRTC-SM, 2008).

1.3.8 Situación actual de la vía

Es la única carretera del departamento de San Martín que interconecta a los distritos de Shapaja y Chazuta con las demás provincias de la Región San Martín, la plataforma de esta carretera se encuentra asfaltada, presenta varios tramos críticos donde se viene generando una acelerada deformación de la plataforma (fisuras y baches), así como la erosión y deslizamientos de los taludes superiores e inferiores en las zonas donde las pendientes son muy pronunciadas, lo que obliga a una marcha lenta y riesgosa de los vehículos, para evitar accidentes (DRTC-SM,2008).

1.3.9 Área de influencia y Población beneficiada

Los pobladores se verán influenciados en su desarrollo, socioeconómico y cultural en el distrito de Shapaja y Chazuta.

La población que se beneficiará directamente son los distritos de Chazuta y Shapaja de la provincia de San Martín. La cantidad de beneficiarios son 11,362 habitantes, según se muestra en la siguiente tabla:

Tabla Nº 1.1: Población beneficiada directamente por distrito.

DISTRITOS	Viviendas	Población por sexo		Poblacion Total
		M	F	
Chazuta	2013	5144	4449	9563
Shapaja	412	915	884	1799
TOTAL	2425	6059	5333	11362

Fuente: INEI – www.inei.gob.pe - 2010.

La población beneficiaria indirecta es de 63,945 habitantes comprendidos, además de los distritos de Shapaja y Chazuta, las localidades del Bajo Huallaga y los distritos de Tarapoto, Morales, Banda de Shilcayo y Juan Guerra (DRTC-SM, 2008).

1.3.10 Actividad Económica

Los distritos de Shapaja y Chazuta se dedican principalmente al 99% a la agricultura con la siembra de café, cacao y maíz, además de productos de pan llevar, los mismos que están transportados por la Ruta SM-106, la cual es la única y principal vía de acceso terrestre que interconecta a Shapaja, Chazuta y todas estas comunidades del Bajo Huallaga con el principal corredor Carretera Fernando Belaunde Terry (DRTC-SM, 2008).

1.3.11 Condición Socio-económica

Los distritos de Shapaja y Chazuta presentan una vulnerabilidad bastante alta, por los valores extremos de sus condiciones socio-económicas y por la fuerte concentración poblacional de los distritos: cuenta con 11362 hab., que representa el 7.68% de la población de la provincia. La tasa de crecimiento anual en el último periodo intercensal es alta.

El 88.9% de la población de los distritos de Shapaja y Chazuta presenta necesidades básicas insatisfechas, con porcentajes elevados de viviendas con características inadecuadas, hacinamiento, y una fuerte deficiencia en los servicios básicos. La cobertura del servicio educativo es mínima, presentando valores extremos en sus indicadores: la tasa de analfabetismo es de 19.2%, la más alta de toda la provincia, el promedio de años de

estudio de la población es de 5.2 años, el más bajo de la provincia, y el 17.7% de los niños no asisten a la escuela.

El servicio de salud también es deficiente, principalmente en los caseríos y centros poblados, sólo el CC.PP. capital, Chazuta y Shapaja, cuenta con un centro de salud, pero éste no logra dar un adecuado servicio.

La desnutrición se presenta como uno de los mayores problemas del distrito, con un 70.7% de los niños con desnutrición crónica; a pesar que el 80.2% de la población se dedica a la agricultura.

La fuerte migración ha provocado grandes cambios en el espacio urbano y en el rural de los distrito: el 63.1% de las viviendas presentan características inadecuadas y el 42.2% de las familias viven en condiciones de hacinamiento; los servicios básicos de agua, desagüe y energía eléctrica no han podido ser cubiertos, ni siquiera en el centro poblado capital. La deforestación también es bastante intensa tanto en las riberas del Huallaga como en las laderas de los cerros (DRTC-SM, 2008).

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema a resolver.

2.1.1 Antecedentes del problema

Los deslizamientos son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daño en las propiedades por valor de decenas de billones de dólares cada año (Brabb-1989). Las zonas montañosas tropicales son muy susceptibles a sufrir problemas de deslizamientos de tierra debido a que generalmente, se reúnen cuatro de los elementos más importantes para su ocurrencia tales como son la topografía, sismicidad, meteorización y lluvias intensas, nos expresa **Suárez** (1998, pág. 9) en su libro: Deslizamiento y Estabilidad de taludes en zonas tropicales.

El principal problema que se plantea a la hora de proyectar cualquier tipo de explanación es asegurar la estabilidad de sus taludes, ya que las características resistentes de ese suelo de nada servirán si se producen continuos deslizamientos que pongan en peligro la funcionalidad de la carretera a la que sirven de soporte, también nos indica **Suárez** (1998, pág. 10) en su libro: Deslizamiento y Estabilidad de taludes en zonas tropicales.

Según **Bañón** (2000, pág. 3) en su libro: Estabilidad de taludes, indica que: “Los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras y aún persiste cierto grado de incertidumbre en su predictibilidad, rapidez de ocurrencia y área afectada. Sin embargo, existen ciertos patrones que ayudan a identificar y reconocer áreas potenciales de fallas, lo cual permite el tratamiento del talud para eliminar o reducir a un mínimo el riesgo de falla”.

Para **Aguilar** (2012, pág. 6) en el informe técnico: Condiciones Geotécnicas de los tramos inestables en la carretera Puente Colombia-Chazuta, precisa que no se han realizado análisis de estabilidad de taludes en la carretera Puente Colombia-Shapaja-Chazuta; para verificar las condiciones de estabilidad y la masa de suelo comprometida en el deslizamiento; por el contrario, se menciona que: “para realizar los análisis de

estabilidad es necesario un programa de campo que permita obtener muestras alteradas e inalteradas de los suelos comprometidos, donde se les pueda aplicar ensayos especiales que determinen sus parámetros de resistencia máximos y residuales que permitan un modelamiento más adecuado y tener resultados más confiables de la estabilidad de la zona en estudio, que por su condición de suelos movilizados es necesario realizar un análisis de estabilidad de talud con métodos de elementos finitos como el Slope y Slide.

La **DRTC-SM** (2014, pág. 6) según el expediente técnico: Apoyo Social de Emergencia de la Carretera Departamental Ruta SM-106; Tramo Emp.PE (Puente Colombia)-Shapaja-Chazuta, del km 08+000 al km 08+300, L=0.300 km, precisa lo siguiente: que debido a las precipitaciones pluviales intensas y continuas suscitadas durante estos meses (Marzo, Abril, y que hasta la fecha continúan), la Carretera Departamental EMPALME PE-05N (PUENTE COLOMBIA) - SHAPAJA – CHAZUTA, ha sido afectada por un deslizamiento rotacional de suelo, evento tectónico entre el Km 08+000 al Km 08+300, iniciado el día sábado 03 de mayo del año 2014 a horas 13.40 aproximadamente con las características siguientes:

Corona o iniciación de la zona de falla.- Numerosas grietas, la mayoría de ellas cóncavas hacia el deslizamiento.

Talud principal (detrás de la zona fallada).- Casi vertical, limpio, cóncavo hacia el deslizamiento, no presenta estrías ni zanjas.

Flancos.- Las estrías de los flancos del escarpio tienen grandes taludes verticales cerca de la cabeza con notables componentes horizontales cerca de la base, presenta grietas en escalón.

Cabeza.- La parte superior del material fallado conserva partes del terreno natural, toda la cabeza de la falla está surcada por grietas y los árboles en la zona caída apuntan cerro arriba.

Cuerpo.- La parte del suelo que se mueve se rompe y se disgrega, existen grietas longitudinales con ensanchamientos arriba de la base.

Base.- Presencia de grietas profundas sobre la base, en las zonas de levantamientos, no hay presencia de bloques individuales grandes y los árboles inclinados cuesta abajo.

Pié.- Flujo de tierra en forma de lóbulos, con fuerte presencia de material rodado en la superficie y enterrado.

Así mismo la **DRTC-SM** (2014, pág. 7) en el expediente técnico: Apoyo Social de Emergencia de la Carretera Departamental Ruta SM-106; Tramo Emp.PE (Puente Colombia)-Shapaja-Chazuta, del km 08+000 al km 08+300, L=0.300 km, indica que los principales agentes que habrían tenido incidencia en el deslizamiento, a criterio del informante sería el agua provenientes de la lluvia, fluctuaciones de los niveles de agua del río Huallaga, el flujo interno del agua este último agente aumenta la presión de poro produciendo su efecto sobre la estabilidad del talud por la disminución de la cohesión y aumento de los esfuerzos cortantes. A su vez, el pié del deslizamiento se desplaza hacia el cauce del río Huallaga cuyas corrientes producen deslaves de los materiales que llegan a su cauce, el evento tectónico ocasionó los siguientes daños:

1. Destrucción total de 300 metros de plataforma de la carretera Departamental PE-5N (Puente Colombia)- Shapaja – Chazuta entre el Km 08+000 al Km 08+300.
2. Interrupción del tránsito entre el Km 08+000 al Km 08+300 a partir de la 1.45 de la tarde del día 03-05-2014, consecuentemente se encuentra sin tránsito vehicular la localidad de Chazuta y la población del Bajo Huallaga.
3. Incomodidad para los usuarios de la vía y el encarecimiento de los costos de transporte en la Ruta Carretera Departamental PE-5N (Puente Colombia)- Shapaja – Chazuta.

Para **Reátegui** (2016, pág. 16) en la Tesis Profesional: Análisis y Evaluación de la posible intervención de una Asociación Pública Privada (A.P.P) en la Carretera Departamental Ruta SM-106, Tramo Empalme PE-5N (Puente Colombia)-Shapaja-Chazuta, Complementando la Metodología de Costo Beneficio con la Teoría de Opciones Reales, precisa que actualmente la carretera está expuesta permanentemente a deslizamientos de taludes, que afectan y comprometen la plataforma de vía y tramos focalizados de fallas geológicas, todos ellos en su conjunto afectan los tiempos de transporte de pasajeros y carga, restringiendo el normal tránsito para dar lugar a las actividades necesarias para su reapertura, encareciendo los costos de mantenimiento para la institución que tiene a cargo las actividades operación y mantenimiento del Proyecto.

2.1.2 Planteamiento del problema

A causa de las precipitaciones pluviales intensas y continuas que se producen en la Región San Martín durante los meses de diciembre a abril de todos los años, asociado a las condiciones de vulnerabilidad de infiltración en los terrenos cortados en los taludes superiores en la Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Emp. PE- 5N (Puente Colombia – Shapaja – Chazuta), se van a desatar deslizamientos de grandes masas de material en varios sectores de la carretera, nos precisa la **DRTC-SM** (2014, pág. 9) en el expediente técnico Apoyo Social de Emergencia de la Carretera Departamental Ruta SM-106; Tramo Emp. PE (Puente Colombia)-Shapaja-Chazuta, del km 08+000 al km 08+300, L=0.300 km.

Entre las alternativas para resolver el problema del deslizamiento rotacional del tramo es realizar un estudio detallado del comportamiento de la masa de material para obtener una técnica de diseño y construcción que nos permita estabilizar el talud, sabiendo que la causa de este tipo de falla es el incremento de la inclinación del talud y fuerzas de filtración de las intensas precipitaciones pluviales presentadas en la zona; el movimiento del deslizamiento rotacional puede causar severos daños a la infraestructura vial que se encuentren en la masa deslizante o sus alrededores.

Desde esta perspectiva, el problema central que se presenta es como justificar la alternativa de solución al deslizamiento rotacional de la Carretera Departamental Emp. PE-5N (Puente Colombia)-Shapaja-Chazuta, que está expuesta permanentemente a deslizamientos de taludes, que restringen el normal tránsito, mediante una Propuesta de estabilización del talud superior del tramo en estudio.

2.1.3 Delimitación del problema

La presente investigación se llevó a cabo en las jurisdicciones de los distritos de Shapaja y Chazuta, en la provincia de San Martín, Departamento de San Martín, República constitucional del Perú, durante el período comprendido desde diciembre 2015 hasta diciembre 2016. Se recolectó información primaria a través de un recorrido por el tramo en donde se constató el estado actual del mismo.

Asimismo se tomó información secundaria mediante revisión de los estudios de Topografía, Geología-Geotecnia, Hidrológico, Plan de monitoreo in situ del

deslizamiento rotacional y documentación relacionada al Expediente Técnico de “Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Departamental Ruta: SM-106, Tramo: EMP. PE-5N (Pte Colombia)- Shapaja – Chazuta, en la Provincia de San Martín, Región San Martín”.

2.1.4 Formulación del problema

Dado este problema, cómo podemos prevenir o resolver los deslizamientos rotacionales; es necesario establecer la **técnica de diseño y construcción** para estabilizar el deslizamiento rotacional del tramo en estudio, ya que dicha información obtenida nos permitirá plantear una solución al problema.

Bajo estas premisas, nos encontramos en la obligación de respondernos la siguiente interrogante: **¿De qué manera podemos estabilizar el talud por Deslizamiento Rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106, Tramo Emp. PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja - Chazuta?.**

2.2 Objetivos

2.2.1 Objetivo General

Elaborar una propuesta de estabilización del talud por deslizamiento rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Empalme PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja – Chazuta.

2.2.2 Objetivos Específicos

Obtener una metodología de diseño y construcción para estabilizar el talud por deslizamiento rotacional del tramo en estudio.

Determinar los parámetros topográficos, geológicos-geotécnicos e hidrológicos que nos permitan realizar un estudio más detallado sobre el tramo en estudio.

Determinar el factor de seguridad del deslizamiento rotacional del tramo en estudio.

Conocer los elementos constitutivos del talud del deslizamiento rotacional del tramo en estudio.

Determinar la Estabilidad del talud del deslizamiento rotacional, mediante el Método Sueco del tramo en estudio.

2.3 Justificación de la Investigación

El desarrollo de la investigación nos lleva a enmarcar el estudio en aspectos fundamentales del conocimiento humano, de manera que nos permitirá hacer una propuesta de estabilización del talud por deslizamiento rotacional del tramo km 08+000 – km 08+300 de la Carretera Tramo Empalme Puente Colombia – Shapaja – Chazuta buscando una solución al problema mediante el Método de Fellenius (Método Sueco).

2.3.1 Justificación teórica o temática

Para realizar la presente investigación, nos basaremos en la geología regional y local de la zona de estudio, correlacionando esta información como resultado de los esfuerzos de corte de suelos según estudios de exploración, mapas geológicos del Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico – INGEMMET, planos de levantamiento topográfico de la zona de estudio; permitiéndonos describir las características físicas mecánicas, determinar los perfiles estratigráficos, estudios hidrológicos donde se obtendrán parámetros hidrológicos cuya información indicada permitirá hacer la mejor propuesta de estabilización del talud del deslizamiento rotacional del tramo en estudio obteniendo al final el factor de seguridad del talud; eso, en la práctica, significa que tenemos una **justificación teórica o temática**, al hacer uso de los fundamentos científicos y teóricos existentes...

2.3.2 Justificación metodológica

En el desarrollo de esta investigación se realizarán trabajos de carácter geotécnico utilizando el Método de Fellenius (Método Sueco) y obtener una técnica de diseño y construcción para estabilizar el talud por deslizamiento rotacional del tramo km 08+300 – km 08+300 de la carretera, identificando la línea de falla mediante ensayos de mecánica de suelo obteniendo parámetros de los esfuerzos de corte mediante los ensayos de corte directo; por tanto, existe una **justificación metodológica**, que nos lleva a plantear una solución al problema..

2.3.3 Justificación de viabilidad

En la carretera Puente Colombia - Shapaja - Chazuta se han evidenciado deslizamientos en los últimos años que han ocasionado la interrupción del flujo normal del tránsito. Dichos eventos resaltan la importancia de conocer el cambio en los parámetros de resistencia del suelo cuando están sometidos a eventos de precipitación

pluvial de alta intensidad, ya que a partir de esta información podremos prevenir de algún modo el comportamiento de dicho material obteniendo el factor de seguridad, estabilizando el talud mediante metodologías de diseño y construcción; eso significa que avisoramos una **justificación de viabilidad**, ya que implica a tomar acciones y obtener una solución al problema...

2.3.4 Justificación práctica

Se espera que esta investigación sirva de guía para un análisis más amplio al problema de deslizamientos, estas notas pretenden enfocar el análisis de estabilidad de manera general en los taludes estableciendo medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo de los eventos tectónicos, lo que implica su **justificación práctica**, por ser replicable en cualquier lugar.

2.4 Delimitación de la Investigación

La presente investigación se traduce en la aplicación de los conocimientos científicos adquiridos en los cursos de pre grado de Ingeniería Civil en Topografía, Caminos I - II, Mecánica de suelos, Geotécnia, Geología General e Hidrología en la Universidad Nacional de San Martín.

La delimitación de la investigación consta de dos etapas, la primera se realizó la toma de información en campo, los días 11 y 12 de Marzo del año 2016 se realizó el levantamiento topográfico de la zona en estudio, tomas de registros del Programa de Monitoreo in situ, toma de fotografías de la situación actual en la que se encuentra la vía en el tramo en estudio.

La segunda etapa en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, los días 05 al 10 de Mayo del año 2016 se realizarán trabajos de carácter geotécnico mediante ensayos de mecánica de suelos (corte directo) obteniendo parámetros de los esfuerzos de corte: ángulo de fricción ϕ , cohesión (C) y el Método Sueco para encontrar el cálculo del factor de seguridad permitiéndonos encontrar las Metodologias de diseño y construcción que permitan obtener una investigación sustentable para la estabilización del talud por deslizamiento rotacional.

2.5 Marco Teórico

2.5.1 Antecedentes de la investigación

Dentro de los antecedentes de investigación se ha revisado material bibliográfico, investigaciones pasadas en el mundo y en nuestro país, que nos permita tomar nota de antecedentes y resultados, que deben considerarse para los fines más convenientes, siendo como sigue:

Para **Suárez** (1998, pág. 1), en su libro: Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales, nos precisa que los deslizamientos son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daño en las propiedades por valor de decenas de billones de dólares cada año (Brabb-1989); sin embargo, muy pocas personas son conscientes de su importancia. El 90% de las pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con anterioridad y se toman medidas de prevención o control. Las zonas montañosas tropicales son muy susceptibles a sufrir problemas de deslizamientos de tierra debido a que generalmente, se reúnen cuatro de los elementos más importantes para su ocurrencia tales como son la topografía, sismicidad, meteorización y lluvias intensas.

Según **Bañón** (2000, pág. 3), en su libro: Estabilidad de taludes, argumenta que los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras y aún persiste cierto grado de incertidumbre en su predictibilidad, rapidez de ocurrencia y área afectada. Sin embargo, existen ciertos patrones que ayudan a identificar y reconocer áreas potenciales de fallas, lo cual permite el tratamiento del talud para eliminar o reducir a un mínimo el riesgo de falla.

También **Arce** (1994, pág. 5) en la Tesis Profesional: Desastres Naturales y Lineamientos de Planteamiento, nos precisa que la Región San Martín, está sometida a riesgos ante la ocurrencia de fenómenos naturales (deslizamiento, derrumbes) que se presentan en su territorio y que han ocasionado pérdidas materiales y/o humanas. Dichos fenómenos naturales han ocurrido a lo largo de su historia, con periodo de recurrencia aún no determinados y con la intervención del hombre en cercanías a poblados u obras que les sirven y que muestran vulnerabilidad ante estos fenómenos.

Según **Ríos** (2005, pág. 6) en su Informe de Ingeniería: Evaluación del Deslizamiento de taludes de la progresiva km 587+600 del Sector San Miguel de la Carretera Fernando Belaunde Terry, precisa que para el diseño de banquetas o terracerías, la

construcción de las plataformas debe tener un ancho mínimo de 4.0 m, para disminuir el peso del talud, como consecuencia de esto disminuye el momento motor, manteniendo constante el momento resistente lo que haría que el factor de seguridad aumente; el Método utilizado para calcular el factor de seguridad fue el de Fellenius o Método Sueco, el cual utiliza procedimientos de análisis de estabilidad respecto solo a falla por rotación.

Así mismo **Isique** (2012, pág. 8) en el Informe Técnico: Descripción de los Fenómenos Geodinámicos ocurridos en la Carretera Shapaja – Chazuta, Km 8+060 al km 8+200, nos indica que a lo largo de la vía viene ocurriendo el siguiente fenómeno geodinámico: Falla rotacional en el talud inferior, se recomienda hacer una investigación geológica – geotécnica que nos permita determinar la profundidad de la falla, así como las características físico mecánicas del terreno de cimentación. En función de los resultados se procederá a diseñar la solución más adecuada.

En caso de encontrarse roca entre 2.0 - 3.0 metros de profundidad se recomienda construir un muro de concreto, si la profundidad fuera mayor, es preferible un muro de suelo reforzado, con geomallas o geotextiles, en función del material de relleno y de los resultados de los ensayos especiales de mecánica de suelos, tipo corte directo o triaxiales.

Para **Aguilar** (2012, pág. 7) en el Informe Técnico: Estudios de Mecánica de suelos de las Fallas en la Carretera Shapaja – Chazuta – Tramos km 8+070, 8+225 y Evaluación Geotécnica y Análisis de Estabilidad del Sector Inestable 8+150, precisa que este estudio fue realizado por la Empresa VVP Construcciones Generales EIRL, en agosto del 2012 como parte del proyecto de Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Empalme PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja – Chazuta. En el primero de estos se reportan los trabajos de exploración de campo, consistentes en la excavación de siete calicatas de hasta 3.6 m de profundidad, distribuidas entre las progresivas km 8+070 al 8+225, y en el segundo se reportan los resultados de un ensayo SPT de 7.50 m de profundidad, así como la interpretación de los resultados y recomendaciones para mejorar las condiciones de estabilidad de este sector.

Asimismo **Aguilar** (2012, pág. 8), en el Informe Técnico: Estudios de Mecánica de suelos de las Fallas en la Carretera Shapaja – Chazuta – Tramos km 8+070, 8+225 y Evaluación Geotécnica y Análisis de Estabilidad del Sector Inestable 8+150, indica que

el perfil estratigráfico del terreno natural muestra que el suelo está conformado por capa de arcilla delgada con arena y grava media rígida, con presencia de bloques de TM 12", disgregables. Para la conformación de la estructura del pavimento se ha mejorado y recompactado el terreno hasta profundidades de 1.50 a 2.10 m en promedio. Los resultados de los ensayos SPT muestran que el suelo tiene una consistencia rígida a partir de los 3.0 m de profundidad, donde los valores de N son mayores que 30 golpes/pie, obteniéndose el rechazo a 5.45 m de profundidad.

La interpretación de los trabajos de exploración de campo, el consultor concluye lo siguiente: "De acuerdo al ensayo de SPT realizado se ha podido comprobar que la zona de suelo movilizado y que ha presentado por deslizamiento rotacional progresivo, presenta un espesor promedio de 5.45 m. Se debe remover todo el material de la plataforma asentada hasta llegar al suelo estable (5.45 m), luego colocar bolonerías, rocas de 50 a 80 cm para estabilizar la plataforma, seguidamente colocar filtro con over piedras de 2" a 3" para evacuar el agua sobrante debajo del material de mejoramiento, luego colocar material de préstamo calificado por capa de mejoramiento hasta llegar al nivel de la sub base, compactar por capas previo control de calidad de pruebas de compactación y seguidamente la rodadura, manteniendo la geometría y los anchos reglamentarios (En el proceso constructivo de los filtros y drenes colocar geotextiles y geomantos)".

Una primera opción para mejorar el tramo, es realizando una variante en el margen izquierdo, luego realizar banquetas peinando el talud del cerro dándole la inclinación respectiva de acuerdo al tipo del suelo existente, luego, realizar drenaje superficial con cunetas de coronación revestida, captando las aguas de lluvia de la parte alta y evacuarlos hacia las alcantarillas, luego realizar drenaje subterráneo con drenes, previa realización de cunetas superficiales en el costado de la plataforma de la carretera, después estabilizar la plataforma, con material de préstamo calificado que presente buenas condiciones de compactación (Material tipo A-1b (0) con un IP de 4 a 6), realizando control de calidad con pruebas de densidad de campo % de compactación al 95% de la máxima densidad seca del ensayo de proctor modificado, nos argumenta **Aguilar** (2012, pág. 9) en el Informe Técnico: Estudios de Mecánica de suelos de las Fallas en la Carretera Shapaja – Chazuta – Tramos km 8+070, 8+225 y Evaluación Geotécnica y Análisis de Estabilidad del Sector Inestable 8+150.

Finalmente **Gómez** (2014, pág. 2) en su Informe de Ingeniería: Evaluación de Aspectos Relacionados a la Geomorfología, Geología Estructural, Geodinámica Externa y Estabilización de Taludes en la Carretera Shapaja – Chazuta, Tramo km 18+000 – km 19+040, Provincia y Región San Martín, Indica que luego de identificar el Mapa Geológico del cuadrángulo de Utcucarca 14-K, se puede concluir que el tramo en estudio corresponde a la cadena longitudinal subandina constituida por una sucesión de cerros alargados y cumbres continuas entre los 600 y 1,400 m.s.n.m. La cadena montañosa principal se encuentra entre Shapaja y Muyuna y está conformada por areniscas de la Formación Sarayaquillo y secuencias de la Formación Chambira. Desde Muyuna corresponde a la unidad geomorfológica de valle, correspondiente a la cuenca del río Huallaga.

2.5.2 Fundamentación Teórica de la Investigación

2.5.2.1 Estabilidad de taludes

Según **Suárez** (1998, pág. 2) en su libro: Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales, nos precisa que “un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que posee pendiente o cambios de altura significativos. En la literatura técnica se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente”.

Para **Suárez** (1998, pág. 3), en su libro: Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales, indica que se comprende bajo el nombre genérico de taludes cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde este primer punto de vista los taludes se dividen en naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes).

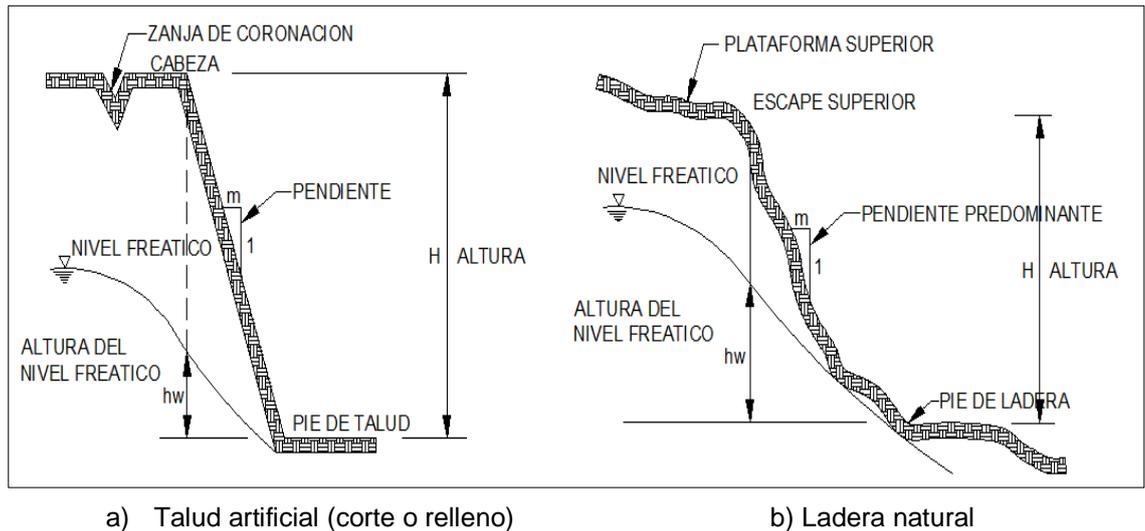


Figura 2.1: Nomenclaturas de taludes y laderas

Fuente: Suarez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

Finalmente **Suárez** (1998, pág. 3) en su libro: Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales, argumenta que en el talud o ladera se definen los siguientes elementos constitutivos.

a) Altura

Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.

b) Pie

Corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior.

c) Cabeza o escarpe

Se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior.

d) Altura de nivel freático

Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.

e) Pendiente

Es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación m/1, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical. Ejemplo: Pendiente: 42°, 95%, o 1H: 1V”.

Existen, además, otros factores topográficos que se requiere definir como son longitud, convexidad (vertical), curvatura (horizontal) y área de cuenca de drenaje, los cuales pueden tener influencia sobre el comportamiento geotécnico del talud.

2.5.2.2 Nomenclatura de los Procesos de Movimiento

Según **Suárez** (1998, pág. 4) en su libro: Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales, nos precisa que los procesos geotécnicos activos de los taludes y laderas corresponden generalmente, a movimientos hacia abajo y hacia afuera de los materiales que conforman un talud de roca, suelo natural o relleno, o una combinación de ellos. Los movimientos ocurren generalmente, a lo largo de superficies de falla, por caída libre, movimientos de masa, erosión o flujos. Algunos segmentos del talud o ladera pueden moverse hacia arriba, mientras otros se mueven hacia abajo.

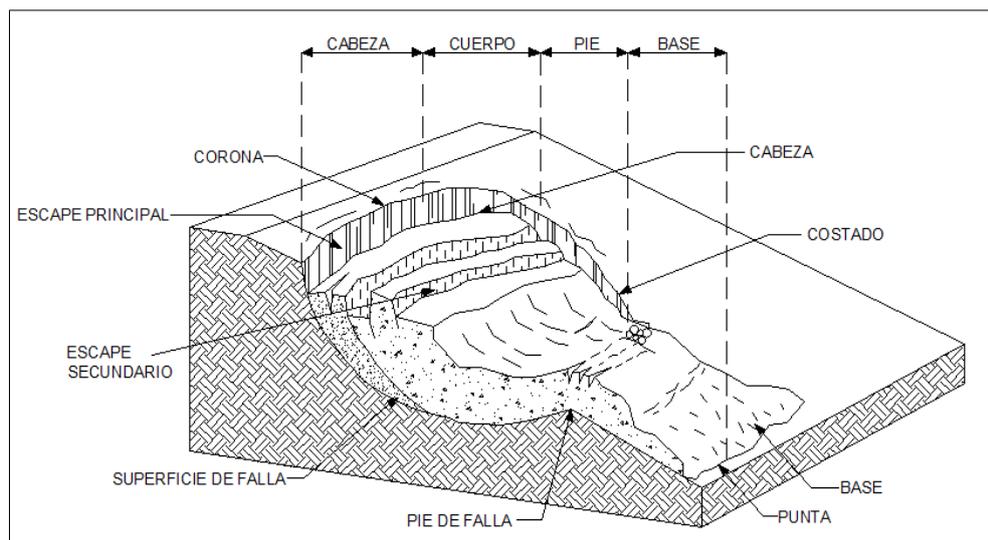


Figura 2.2: Nomenclatura de un movimiento

Fuente: Suarez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

a) Escarpe principal

Corresponde a una superficie muy inclinada a lo largo de la periferia del área en movimiento, causado por el desplazamiento del material fuera del terreno original. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material forma la superficie de falla.

b) Escarpe secundario

Una superficie muy inclinada producida por desplazamientos diferenciales dentro de la masa que se mueve.

c) Cabeza

Las partes superiores del material que se mueve a lo largo del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

d) Cima

El punto más alto del contacto entre el material perturbado y el escarpe principal.

e) Corona

El material que se encuentra en el sitio, prácticamente inalterado y adyacente a la parte más alta del escarpe principal.

f) Superficie de falla

Corresponde al área debajo del movimiento que delimita el volumen de material desplazado. El volumen de suelo debajo de la superficie de falla no se mueve.

g) Pie de la superficie de falla

La línea de interceptación (algunas veces tapada) entre la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.

h) Base

El área cubierta por el material perturbado abajo del pie de la superficie de falla.

i) Punta o uña

El punto de la base que se encuentra a más distancia de la cima.

j) Costado o flanco

Un lado (perfil lateral) del movimiento.

k) Superficie original del terreno

La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.

l) Derecha e izquierda

Para describir un deslizamiento se prefiere usar la orientación geográfica, pero si se emplean las palabras derecha e izquierda debe referirse al deslizamiento observado desde la corona mirando hacia el pie.

2.5.2.3 Etapas en el Proceso de Falla

Para **Suárez** (1998, pág. 6) en su libro: Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales, la clasificación de deslizamientos pretende describir e identificar los cuerpos que están en movimiento relativo. Las clasificaciones existentes son esencialmente geomorfológicas y solamente algunas de ellas introducen consideraciones mecánicas o propiamente geológicas.

Las caracterizaciones geotécnicas son necesarias y por esta razón, las clasificaciones eminentemente topográficas y morfológicas, como las propuestas por Varnes (1978), Hutchinson (1988), etc., deben adaptarse a las condiciones verdaderas de los movimientos.

Asimismo **Suárez** (1998, pág. 7) en su libro: Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales, nos manifiesta que en este orden de ideas se deben considerar cuatro etapas diferentes en la clasificación de los movimientos:

- a) Etapa de deterioro o antes de la falla donde el suelo es esencialmente intacto.
- b) Etapa de falla caracterizada por la formación de una superficie de falla o el movimiento de una masa importante de material.
- c) La etapa post-falla que incluye los movimientos de la masa involucrada en un deslizamiento desde el momento de la falla y hasta el preciso instante en el cual se detiene totalmente.
- d) La etapa de posible reactivación en la cual pueden ocurrir movimientos que pueden considerarse como una nueva falla, e incluye las tres etapas anteriores.

2.5.2.4 Reconocimiento de un Talud Inestable

Según **Ríos** (2005, pág. 15) en su Informe de Ingeniería: Evaluación del Deslizamiento de taludes de la progresiva km 587+600 del Sector San Miguel de la Carretera

Fernando Belaunde Terry, nos precisa que un talud inestable presenta las siguientes características:

- a) Desmoramiento y/o desprendimiento permanente de masa de suelos o materiales, en razón a que su ángulo de reposo no es el apropiado.
- b) Presencia de agrietamiento debido a esfuerzos de tensión y compresión por sobresaturación de agua, erosión y peso excesivo de la masa; así como el efecto de gravedad.
- c) Inclinación hacia abajo, de árboles y arbustos.
- d) Presencia de afloramientos de la napa freática por variación de niveles.
- e) Poca o nula cubierta vegetal.

2.5.2.5 Determinación de la Estabilidad de taludes

Para **Piteau** (1978, pág. 192-228) en su libro: Rock Slope Engineering, Special Report, manifiesta que la inestabilidad de taludes es una noción general que se refiere a lo propenso de ocurrencia de cierto grado o intensidad de movimiento masivo de un talud.

En términos geomorfológicos, se considera la inestabilidad como un mecanismo de transformación de la forma de la tierra. Por el cual los materiales que constituyen un talud ajustan su altura y ángulo de reposo a los cambios de las nuevas condiciones hidro-climáticas, geomorfológicas y bióticas.

En la ingeniería, la estabilidad de un talud se considera como grado y frecuencia de movimiento de una masa de suelo que hace peligrar el desarrollo normal de estructura y de la actividad humana.

En la práctica, esta definición requiere de la presencia de un movimiento inminente de masa de suelo tal como un aluvión, pero que generalmente excluye la presencia de fenómenos lentos tales como la reptación de suelos.

Asimismo, señala que la investigación para la determinación de la estabilidad de un talud requiere de cuatro mayores etapas:

- a) Selección de un criterio específico en el cual se basa la determinación de estabilidad.

- b) Reconocimiento y medición de la evidencia de inestabilidad.
- c) Definición y clasificación del grado de estabilidad.
- d) Mapeo y representación gráfica de las condiciones de estabilidad.

2.5.2.6 Razones para el Análisis de Estabilidad de taludes

Según **Piteau** (1978, pág. 198-234) en su libro: Engineering of rock slopes. Landslides: Analysis and Control. National Research Council, indica que para determinar la estabilidad de diferentes tipos de taludes bajo condiciones dadas, se puede diseñar estudios analíticos antes de efectuar cortes o rellenos, siendo los siguientes:

Para determinar la posibilidad de deslizamiento que involucran la influencia de modificaciones en taludes naturales o artificiales.

Para analizar taludes deslizamientos que ya han ocurrido.

Para permitir el rediseño de taludes fallados y el planeamiento y diseño de medidas preventivas y de remedio.

Para permitir el estudio de los efectos de carga excepcionales, tales como terremotos en taludes y terraplenes.

Para entender el desarrollo y la forma de los taludes naturales.

2.5.2.7 Deslizamientos de taludes

Según **Ríos** (2005, pág. 20) en su Informe de Ingeniería: Evaluación del Deslizamiento de taludes de la progresiva km 587+600 del Sector San Miguel de la Carretera Fernando Belaunde Terry, nos indica que los deslizamientos de taludes son la ruptura o desplazamiento pendiente abajo y hacia afuera, de pequeñas a grandes masas de suelos, rocas, rellenos artificiales o combinaciones de estos en un talud natural o artificial.

Se caracteriza por presentar necesariamente un plano de deslizamiento o falla a lo largo del cual se produce el movimiento que puede ser lento o violento.

En un deslizamiento se distingue: escarpas o saltos de talud; grietas tensionales; cuerpo del deslizamiento (constituido por el material desplazado); plano de deslizamiento o falla y pie del deslizamiento, el cual se observa en la Figura N° 2.3.

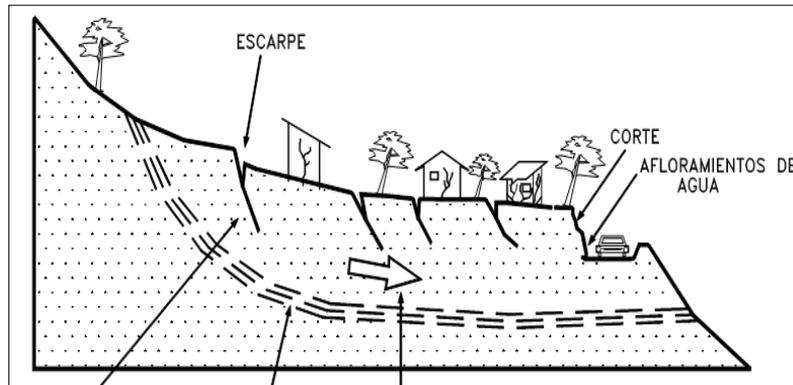


Figura 2. 3: Nomenclatura de un deslizamiento
Fuente: Ríos Pinedo, Shankar. Informe de Ingeniería.

2.5.2.7.1 Clasificación de los deslizamientos de taludes

Para Ríos (2005, pág. 21) en su Informe de Ingeniería: Evaluación del Deslizamiento de taludes de la progresiva km 587+600 del Sector San Miguel de la Carretera Fernando Belaunde Terry, nos precisa que, a su vez los deslizamientos de taludes se pueden clasificar en:

a) Por su actividad:

Activo.- El que muestra signos de movimientos recientes, como: grietas tensionales, escarpas con desplazamiento de materiales.

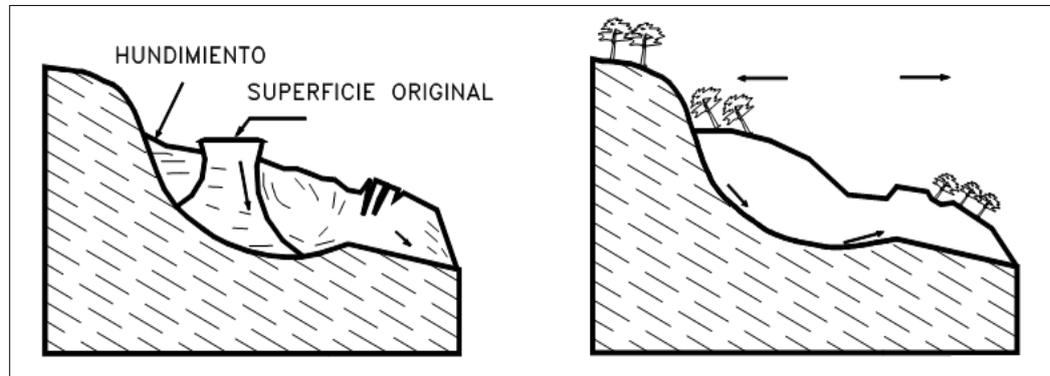
Inactivo.- El que se presenta estabilizado mostrando una evolución morfológica que encubre los rasgos originales del movimiento (cicatrices).

b) Por su movimiento:

Rotacional.- Es aquel donde el desplazamiento del material deslizante es a través de un plano de deslizamiento o falla, de tendencia circular.

La rotura se produce a lo largo de una superficie curvilínea y cóncava. El terreno experimenta un giro según un eje situado por encima del centro de gravedad de la masa deslizada. El material de cabecera efectúa una inclinación contra ladera, generando depresiones donde se acumula el agua e induce nuevas reactivaciones, como se observa en la Figura N° 2.4.

Este tipo de mecanismo es característico de suelos cohesivos homogéneos y de macizos rocosos intensamente fracturados. En materiales arcillosos, especialmente si hay presencia de agua, el pie puede evolucionar hacia un deslizamiento de tierras o colada de tierras.



a) Movimiento de las masas de tierra

b) Orientación de los árboles

Figura 2. 4: Nomenclatura de un deslizamiento rotacional.

Fuente: Ríos Pinedo, Shankar. Informe de Ingeniería.

Traslacional.- Es aquel donde el desplazamiento de la masa deslizante se produce a lo largo de una superficie predispuesta de tendencia plan, pudiendo ocurrir tanto en suelo como en roca.

Tiene lugar a lo largo de una superficie de rotura plana o ondulada. La masa desplazada puede proseguir por la ladera. Los componentes de la masa desplazada se mueven a la misma velocidad y siguen trayectorias paralelas. A medida que un deslizamiento traslacional progresa puede romperse, en particular si aumenta la velocidad. Entonces, la masa disgregada deviene un flujo, como se puede apreciar en la Figura N° 2.5.

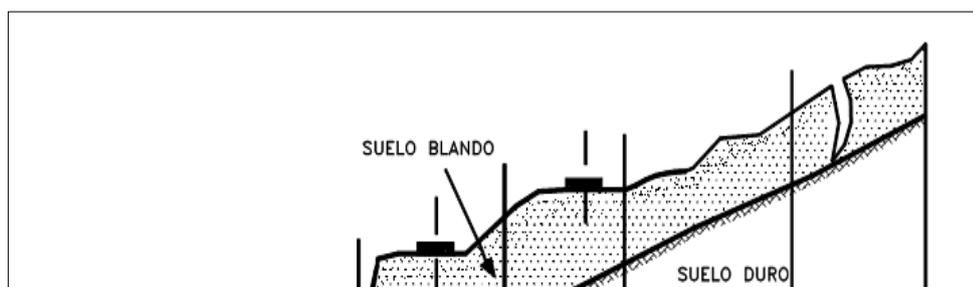


Figura 2. 5: Nomenclatura de deslizamiento traslacional.
Fuente: Ríos Pinedo, Shankar. Informe de Ingeniería

2.5.2.7.2 Causas de los deslizamientos de taludes

Según **Ríos** (2005, pág. 25) en su Informe de Ingeniería: Evaluación del Deslizamiento de taludes de la progresiva km 587+600 del Sector San Miguel de la Carretera Fernando Belaunde Terry, manifiesta que las causas de los deslizamientos de taludes se deben a pérdida de soporte lateral de un talud natural, generalmente en la construcción de obras viales, irrigación, eléctricas, viviendas; sobresaturación del terreno por el agua, acción de la gravedad y movimientos sísmicos, desintegración gradual a hidratación del afloramiento rocoso, intercalación de estratos competentes con incompetentes (areniscas con lutitas), sirviendo las lutitas como plano de deslizamiento y la gravedad.

2.5.2.8 Derrumbe de taludes

Según **Ríos** (2005, pág. 26) en su Informe de Ingeniería: Evaluación del Deslizamiento de taludes de la progresiva km 587+600 del Sector San Miguel de la Carretera Fernando Belaunde Terry, nos indica que los derrumbes, son la caída repentina de una porción de suelo o roca por pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante. No se presentan planos o superficie de deslizamiento.

Este fenómeno suele estar condicionado por la presencia de discontinuidades o grietas. Generalmente ocurren en taludes de fuertes pendientes.

Los derrumbes de taludes también son la combinación de dos o más tipos de movimientos elementales descritos anteriormente. Estos movimientos alcanzan generalmente gran tamaño (Antoine, 1992) afectando, a veces, a laderas completas, como se puede observar en la Figura N° 2.6.

En la zona de estudio los más frecuentes son los conformados por un movimiento rotacional en cabecera y un flujo al pie.

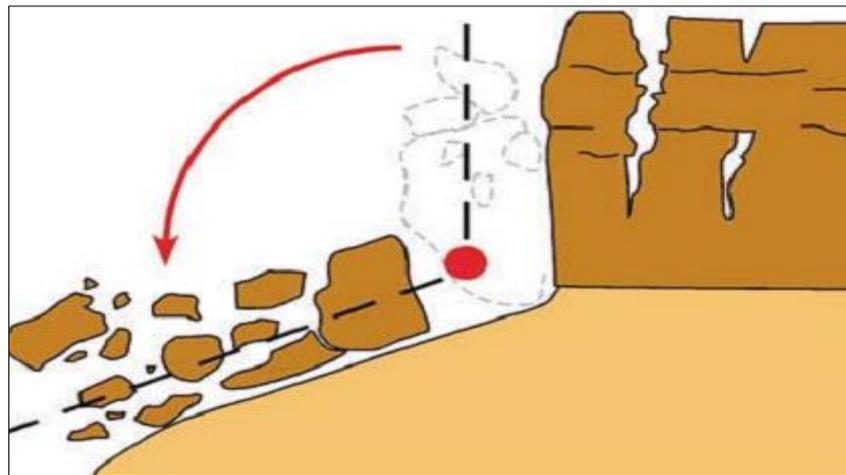


Figura 2.6: Nomenclatura de un derrumbe.
Fuente: Ríos Pinedo, Shankar. Informe de Ingeniería.

2.5.2.8.1 Causas de derrumbes de taludes

Para Ríos (2005, pág. 28) en su Informe de Ingeniería: Evaluación del Deslizamiento de taludes de la progresiva km 587+600 del Sector San Miguel de la Carretera Fernando Belaunde Terry, nos precisa que se tiene la fuerza de la gravedad; socavamiento del pie de un talud inferior, modificación o corte de un talud natural, presencia de zonas de debilidad (fallas, fracturas, etc.); precipitaciones pluviales a infiltración del agua, provocando la presión hidrostática del agua acumulada, movimientos sísmicos; fuertes vientos, sobre uso de explosivos o uso indebido de ellos; resistencia física inadecuada de los materiales.

2.5.2.9 Tipos de fallas más comunes en los taludes de las vías terrestres

Según Ríos (2005, pág. 29) en su Informe de Ingeniería: Evaluación del Deslizamiento de taludes de la progresiva km 587+600 del Sector San Miguel de la Carretera Fernando Belaunde Terry, manifiesta que los tipos de fallas más comunes en los taludes son los siguientes:

2.5.2.9.1 Fallas ligadas a la estabilidad de laderas naturales

Estas ocurren típicamente en laderas naturales aunque ocasionalmente se presentan en taludes artificiales.

a) Deslizamiento Superficial: Asociada a falta de resistencia por baja presión de confinamiento (según Terzaghi, se le conoce con el nombre de Creep).

Estas ocurren típicamente en laderas naturales aunque ocasionalmente se presentan en taludes artificiales. Se trata de un proceso más o menos continuo y que ocasiona un lento deslizamiento ladera abajo, afectando solo a la parte superficial de algunas laderas naturales. Este tipo de falla afecta a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. Se traslada con una velocidad muy baja y sólo en algunas ocasiones supera centímetros al año.

b) El Estacional: Que sólo afecta a la parte superficial de la ladera, por influencias directas de los cambios climáticos, expansiones y contracciones térmicas, por humedecimiento y secado, es decir por las variaciones de frío y calor, o las precipitaciones y la evaporación. Sus movimientos varían con las estaciones del año.

c) El Masivo: Que afecta a capas más profundas, que no sufren las influencias directas del medio ambiente, en consecuencia cuya acción puede atribuirse al efecto gravitacional. Se presentará por movimientos constantes.

El espesor del Creep estacional puede estimarse en un metro, en cambio el masivo puede llegar a varios metros.

2.5.2.9.2 Fallas Asociadas a procesos de deformación acumulativa

Para **Ríos** (2005, pág. 35) en su Informe de Ingeniería: Evaluación del Deslizamiento de taludes de la progresiva km 587+600 del Sector San Miguel de la Carretera Fernando Belaunde Terry, argumenta que generalmente relacionadas con perfiles geológicos desfavorables.

Son aquellos que se ocasionan en las laderas naturales, como consecuencia de procesos de deformación acumulativa, pues los materiales, cuando se juntan en grandes masas están propensos a moverse ladera abajo. Es propio de laderas naturales en depósitos de talud o en otras formaciones análogas, constituidos por materiales homogéneos no consolidados, bajo la acción de las fuerzas gravitacionales.

a) Flujos: Son movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de tal manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de velocidades y desplazamientos, recuerdan el comportamiento de un líquido viscoso.

La superficie del deslizamiento no es distinguible o se desarrolla durante un lapso relativamente breve.

a.1) Flujo en materiales relativamente fijos

En primer término están considerados los flujos de fragmentación de rocas desde las más rápidas (avalanchas) hasta las que ocurren lentamente, se podría decir que se trata de una falla plástica de los contactos profundos entre los fragmentos de roca y afectan grandes masas de fragmentos, dejando consecuencias funestas.

En segundo término, los flujos en suelos relativamente secos asociados muchas veces a temblores. En este caso el temblor puede ocasionar la destrucción rápida de la estructura del material, produciendo una verdadera licuación, donde el aire y el agua juegan un papel decisivo. Fenómenos similares se suscitan también en arenas secas.

a.2) Flujos en materiales húmedos

Este tipo de flujos requiere una cantidad apreciable de agua contenida en el suelo, lo cual juega un papel en el origen y naturaleza de la falla.

Los flujos en materiales húmedos se llaman flujos de lodo cuando es muy elevado el contenido de agua de los materiales, por lo menos en la zona de fluencia.

Se puede hablar de “flujos de detritos”, cuando el material que fluye contiene un 50% por lo menos de grava, bolones, fragmentos de roca poco consolidado en matriz de suelo fino.

2.5.2.10 Taludes con Problemas Especiales

Según **Ríos** (2005, pág. 37) en su Informe de Ingeniería: Evaluación del Deslizamiento de taludes de la progresiva km 587+600 del Sector San Miguel de la Carretera Fernando Belaunde Terry, indica que existen diferentes tipos de terrenos que

presentan problemas especiales o inusuales de estabilidad de taludes naturales o excavaciones:

a) Arcillas Duras y Lutitas

La resistencia cortante de los suelos de muchos de estos materiales puede reducirse considerablemente si han estado sujetos a desplazamientos que son mayores que los desplazamientos correspondientes a la resistencia máxima (pico).

Existe evidencia de que en estos tipos de suelos, las fallas de los taludes puede ser del tipo progresivo y que en un periodo largo la resistencia al cortante se puede reducir al valor residual. Sin embargo, en algunos casos los taludes en este tipo de terreno pueden permanecer por muchos años a ángulos que son más altos de los que corresponderían a la movilización de solamente la resistencia residual. La experiencia y práctica local es la mejor guía para el diseño apropiado en este tipo de suelos.

B) Loes

Este tipo de depósitos contiene canales interconectados formados por raíces de plantas deterioradas, tiene una alta permeabilidad en la dirección vertical. A menos que se prevenga la infiltración vertical, el agua que discurre hacia abajo a través del suelo puede destruir las uniones pobremente cementadas entre partículas, causando erosión rápida y falla del talud.

Taludes en este suelo son más estables cuando son cortes verticales para prevenir las infiltraciones. Se utilizan banquetas a intervalos para reducir el ángulo efectivo del talud. Las superficies horizontales en las banquetas en la parte superior e inferior del talud deben ser pavimentadas o con plantas para prevenir la infiltración. La experiencia y práctica local son la mejor guía para el espaciamiento de las banquetas y para la protección de dichos taludes contra la infiltración y la erosión.

c) Suelos Residuales

Dependiendo del tipo de roca y las condiciones climáticas, los suelos residuales pueden presentar problemas especiales de estabilidad de taludes y erosión. Estos suelos pueden contener características estructurales de la roca madre o del proceso de

meteorización; sus características pueden variar significativamente en distancias muy cortas. Bajo dichas condiciones, la determinación de parámetros de resistencia al cortante en el laboratorio puede ser muy dificultosa. En estas condiciones, es preferible determinar parámetros de resistencia más representativos, basados en análisis de fallas tipo postmortem, o el utilizar diseños empíricos sin análisis, basados en experiencia local.

Las Arcillas Altamente Sensibles: Algunas arcillas marinas exhiben una pérdida dramática de resistencia al ser alteradas, pudiendo fluir al estar completamente remoldeadas. Debido al efecto de perturbación durante el muestreo, puede resultar difícil el determinar su resistencia cortante representativa en ensayos de laboratorio. La experiencia local es la mejor guía de la confiabilidad de los resultados de la resistencia cortante de laboratorio en dichas arcillas.

2.5.2.11 Procedimiento de Investigación y Diseño de taludes

Según **Suárez** (1998, pág. 35) en su libro: Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales, manifiesta que la investigación de una ladera, talud o deslizamiento consiste en obtener toda la información posible sobre las características topográficas, geológicas, geotécnicas y ambientales que permitan realizar un diagnóstico de los problemas lo más preciso posible y un diseño efectivo de solución.

2.5.2.11.1 Parámetros que afectan la Estabilidad del talud

Para el propósito de esta investigación es necesario conocer cuáles son los parámetros básicos que afectan la estabilidad.

A) Parámetros geométricos

La conformación topográfica del talud: altura, pendiente, curvatura, largo y ancho, actuando en forma conjunta o separada, afectan la estabilidad de un talud, por cuanto determinan los niveles de esfuerzos totales y las fuerzas de gravedad que provocan los movimientos.

Entre los parámetros topográficos a estudiar se pueden extraer los siguientes:

a.1) Pendiente.- Los perfiles más profundos de meteorización se encuentran en los taludes suaves más que en los empinados. Para cada formación, en un estado determinado de meteorización existe un ángulo de pendiente a partir del cual un talud es inestable.

a.2) Curvatura.- Se define como concavidad o convexidad ya sea tanto en sentido longitudinal como transversal y afecta el equilibrio de la masa en sí, así como la capacidad de infiltración y de erosión por su efecto en la velocidad del agua de escorrentía.

a.3) Largo – ancho.- Entre más largo sea un talud, mayor recorrido tendrán las aguas de escorrentía sobre éste y por lo tanto el talud estará más expuesto a la erosión superficial.

a.4) Áreas de infiltración arriba del talud.- Es importante identificar áreas de concentración de agua arriba del talud, que coinciden con depresiones topográficas o zonas de regadío intenso. Entre más grande sea la zona que aporte agua al talud, será mayor la cantidad de agua que está afectando la estabilidad del talud.

B) Parámetros Geológicos

La Geología generalmente, define las características o propiedades del suelo o roca. La formación geológica determina la presencia de materiales duros o de baja resistencia y las discontinuidades pueden facilitar la ocurrencia de movimientos a lo largo de ciertos planos de debilidad.

Los elementos geológicos principales a estudiar son los siguientes:

b.1) Formación Geológica.- Los materiales de origen ígneo-metamórfico poseen un comportamiento diferente a los suelos de origen sedimentario, aluviones, coluviones, etc.

b.2) Estructura y Discontinuidades.- En los suelos residuales y rocas la estratificación y las discontinuidades actúan como planos de debilidad o como conductores de corrientes de agua subterránea y las características de estas pueden facilitar los movimientos.

b.3) Meteorización.- La descomposición física o química produce alteraciones en la roca o suelo, las cuales modifican substancialmente los parámetros de resistencia y permeabilidad, facilitando la ocurrencia de deslizamientos.

C) Parámetros Hidrológicos e Hidrogeológicos

Los cambios en el régimen de aguas subterráneas actúan como detonadores de movimientos en las laderas o taludes y estos se encuentran generalmente, relacionados con las lluvias y la hidrología superficial.

En un estudio de deslizamientos se deben tener en cuenta los parámetros relacionados con la hidrogeología y en especial los siguientes factores:

c.1) Características de las lluvias.- La ocurrencia de períodos lluviosos intensos produce ascensos en los niveles piezométricos y la saturación disminuye las tensiones capilares.

c.2) Régimen de aguas subterráneas.- Los niveles de agua freáticas pueden fluctuar de manera considerable con el tiempo y modificar la resistencia de los materiales y el estado de esfuerzos.

D) Parámetros Geotécnicos

d.1) Resistencia al Cortante

La resistencia al corte representa la modelación física del fenómeno de deslizamiento. Los parámetros de ángulo de fricción y cohesión determinan el factor de seguridad al deslizamiento de una determinada superficie dentro del terreno.

Los ángulos de fricción varían de cero en materiales muy blandos, a 50 grados en gravas angulosas o mantos de arenisca y las cohesiones de cero en materiales granulares limpios, a más de 10 Kg/cm² en suelos muy bien cementados y valores superiores en las rocas masivas.

d.2) Permeabilidad

La permeabilidad mide la resistencia interna de los materiales al flujo del agua y puede definir el régimen de agua subterránea, concentración de corrientes, etc.

Los valores del coeficiente de permeabilidad varían de 100 cm/seg., en roca fracturada o suelos compuestos por arenas y gravas, hasta 10-10cm/seg., en arcillas impermeables o en pizarras y granitos sanos.

d.3) Sensitividad

La sensitividad se define como la relación de la resistencia pico al corte entre una muestra inalterada y otra remoldeada. En algunos suelos arcillosos esta relación puede ser hasta de 4, lo que equivale a que se pierde gran parte de la resistencia al remoldearse; y en la literatura se conoce de casos catastróficos, donde por acción del cambio de esfuerzos, el suelo se remoldea in situ, pierde su resistencia y se produce el deslizamiento.

d.4) Expansividad

Los suelos arcillosos al contacto con el agua expanden su volumen produciéndose movimientos de extensión dentro de la masa del suelo. En suelos sensitivos se puede producir pérdida de resistencia al corte por acción del remoldeo generado por el proceso expansivo.

La expansividad de un suelo se puede medir por medio de ensayos de presión de expansión o expansión libre o por su relación con los límites de plasticidad. La expansividad de suelos arcillosos en los rellenos de juntas puede generar deslizamientos de rocas.

d.5) Erosionabilidad

La erosionabilidad es la facilidad con la cual el suelo puede ser desprendido y transportado por acción del agua. Este factor puede afectar la estabilidad de un talud, en cuanto produce cambios topográficos desestabilizantes o genera conductos internos de erosión.

E) Parámetros Ambientales y Antrópicos

El clima ejerce una influencia en la rama de meteorización. Según Blight las reacciones químicas se duplican con cada 10°C de aumento de la temperatura. Factores tales

como: evaporación, fuerzas sísmicas, vegetación y modificaciones causadas por el hombre, pueden producir alteración del talud lo cual afecta su inestabilidad.

2.5.2.12 Organización del Estudio

Según **Suárez** (1998, pág. 39) en su libro: Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales, indica que para encontrar las causas y mecanismos de falla y poder cuantificar los parámetros que determinan la estabilidad de un talud, diagnosticar y diseñar las obras de estabilización se recomienda realizar un estudio que incluye las siguientes etapas:

1. Reconocimiento e identificación del sitio.
2. Análisis de la información existente.
3. Estudio de las características superficiales del sitio que permitan la caracterización topográfica y geotécnica.
4. Investigación de campo que incluye sondeos, toma de muestras, y ensayos in situ para cuantificar los parámetros del suelo.
5. Investigación de Laboratorio.
6. Análisis de la información obtenida, modelación matemática y diseño.

En el caso de problemas de taludes, el planteamiento de una teoría sin comprobación puede conducir a errores de análisis que conducen necesariamente, a la escogencia de soluciones equivocadas y en ocasiones a provocar deslizamientos mayores que el que se pretende estabilizar.

El análisis y la evaluación del deslizamiento generalmente, requieren de experiencia del profesional encargado, sin embargo, la experiencia puede ser mala consejera porque lo que ocurrió en un sitio no es necesariamente lo que está ocurriendo en un sitio distinto, así, los factores exteriores lo indiquen. En estabilidad de taludes son muchos los errores que se han cometido por falta de profundización en los estudios y por creer que la primera teoría planteada es la verdadera.

2.5.2.12.1 Causas comunes de fracasos en la investigación

Según **Suárez** (1998, pág. 40) en su libro: Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales, argumenta que después de obtenida la información se debe proceder a su análisis para la toma de decisiones, y es esta la etapa más importante del programa de investigación y en ocasiones se toman decisiones equivocadas por la falta de un análisis racional y completo de la información.

Osterberg (1979) sugiere que hay cinco razones generales para los fracasos en las investigaciones de procesos de deslizamiento:

- a)** El conocimiento general de los procesos geológicos no se utilizó en la planificación del programa de exploración y en la evaluación de la información recolectada.
- b)** El investigador tenía una noción preconcebida de lo que debería ser la evaluación del sitio y no permitió considerar evidencias que contradecían la idea preconcebida.
- c)** No se utilizaron todas las herramientas disponibles para la investigación del sitio, aún en el caso de que eran simples y obvias.
- d)** El investigador no discutió apropiadamente los objetivos del programa de investigación con todas las personas involucradas.
- e)** No se establecieron líneas abiertas y libres de comunicación.

2.5.2.13 Procedimiento de Análisis de la Información Existente

Según **Suárez** (1998, pág. 41) en su libro: Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales, precisa que los deslizamientos ocurren en sitios específicos bajo ciertas condiciones topográficas, geológicas, climáticas y ambientales. Por lo tanto, es importante utilizar la información existente (historia del problema, planos básicos, etc.) con el fin de entender las propiedades topográficas, geológicas, etc., de los deslizamientos.

Se recomiendan los siguientes pasos para el análisis de la información existente:

A) Fotografías aéreas e información de sensores remotos

Se pueden emplear fotografías en varias escalas para obtener información regional y local. En los distintos países existen entidades dedicadas a obtener estas fotografías y se pueden tener tomas en varias fechas, antes y después de la ocurrencia de los

deslizamientos estudiados. Se pueden obtener fotografías en blanco y negro, en colores, infrarrojas y una gama de tomas con sensores remotos, incluyendo imágenes de satélite y radar.

a.1) Interpretación de Fotografías aéreas

La interpretación de fotografías aéreas está probado que es uno de los sistemas más efectivos para el reconocimiento y demarcación de deslizamientos. Ninguna otra técnica ofrece una vista tridimensional del terreno. Se estiman precisiones de más del 95% en la identificación de deslizamientos en los mapas a escala 1: 5.000 o mejor. La escala es muy importante y la mayoría de las fotografías antiguas se encuentran en escalas que no permiten la identificación precisa de deslizamientos; Sin embargo, el análisis de fotografías tomadas 5, 10 o 50 años antes, puede ofrecer información muy importante para el diagnóstico de los problemas actuales al compararlas con fotografías más recientes.

Para el análisis de las fotografías aéreas se pueden seguir los siguientes lineamientos:

1) Expresión topográfica

Se debe estudiar la topografía en sí, las formas del terreno y los cambios de relieve. De este análisis se pueden separar los varios tipos de forma del terreno y se obtienen algunas claves tales como la naturaleza y estabilidad de los materiales que conforman una determinada topografía. La claridad de la información depende de la hora de toma de las fotografías y en ocasiones se obtienen fotografías que hacen muy visibles los escarpes y discontinuidades topográficas.

2) Sistema de drenaje y erosión

La densidad y el sistema de los canales de drenaje natural reflejan la naturaleza del suelo y la roca que conforman la superficie del terreno. Por ejemplo, si los sistemas de drenaje presentan canales muy cercanos el uno al otro, indican que el suelo es relativamente impermeable y si están muy separados, que el suelo es permeable.

3) Tonalidad del suelo

Los tonos grises son indicativos de la humedad del suelo, así un tono oscuro indica gran humedad y otro claro indica poco contenido de agua. En las fotografías aéreas se pueden identificar zonas de concentración de infiltración o afloramiento de agua por su

coloración más oscura, debida a la vegetación verde y espesa y a la capacidad reflectiva del suelo húmedo.

4) Imágenes de Satélite

En ocasiones se ha intentado la identificación de deslizamientos utilizando imágenes de satélite de alta resolución (10 m) pero se ha dificultado el análisis de deslizamientos de tamaños menores a 250 metros (Oyagi-1993) y solo ha sido posible realizar cierto tipo de análisis en deslizamientos de gran tamaño (más de 500 metros); Sin embargo, en áreas donde no se tengan fotografías aéreas las imágenes de satélite pueden ser de cierta utilidad.

5) Sensores Remotos

Los sensores remotos permiten recoger información por medio de equipos que no están en contacto directo con el objeto de la investigación. Los aparatos varían desde cámaras, radares, radiómetros, los cuales trabajan dentro del espectro electromagnético que va desde las ondas largas de radio, hasta las cortas de los rayos gama y las ondas de radiación cósmica.

B) Estudio de los mapas Topográficos y Geológicos

1) Planos topográficos

La mayoría de los planos topográficos existentes presentan información de las condiciones generales del terreno, pero su escala no es suficiente para el nivel de detalle requerido en los estudios de deslizamientos y lo más probable es que los mapas fueron elaborados antes de la ocurrencia de los deslizamientos, objeto del estudio.

En los planos topográficos se pueden detectar los deslizamientos de acuerdo al procedimiento siguiente: La presencia de escarpes (línea de nivel muy cercanas) que cambian de dirección y la presencia de esquemas no - simétricos de estas depresiones pueden corresponder a zonas de deslizamientos que han ocurrido o están ocurriendo.

2) Mapas Geológicos

Aunque el mapa geológico en sí puede no especifica la presencia de deslizamientos o terrenos susceptibles a movimientos del talud, esta información puede inducirse por la relación estrecha que existe entre la Geología y la inestabilidad de los taludes.

El análisis de la geología regional es el primer paso en el estudio de taludes. Generalmente, un caso de deslizamiento no se presenta solo, sino que es un evento dentro de una serie de eventos que han ocurrido, están ocurriendo y ocurrirán en la misma formación geológica y topográfica.

3) Mapas agrícolas

Los estudios agrícolas presentan un concepto tridimensional sobre la extensión horizontal y el perfil vertical de cada unidad de suelo. Adicionalmente, se encuentran ensayos de composición química y PH que son de gran ayuda en la identificación del tipo de suelo presente en el sitio.

En algunos planos aparece la profundidad hasta la roca, distribución, granulométrica y ensayos especiales. Comúnmente existen Entidades gubernamentales encargadas de editar y vender este tipo de mapas y estudios de suelos para uso agrícola.

4) Análisis de documentos y estudios anteriores

Se deben analizar los estudios geotécnicos de los sitios aledaños, sondeos, ensayos, e información de anteriores deslizamientos. En áreas urbanas debe obtenerse la información de las redes de servicios existentes.

2.5.2.14 Visita de Reconocimiento en campo

Suárez (1998, pág. 44) en su libro: Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales, precisa que previamente a la visita de campo se debe realizar un análisis general de la información existente y definir claramente el área de interés. El área a visitar debe incluir los taludes afectados o que se requiere analizar y las regiones adyacentes que pueden contribuir en las causas de los movimientos.

La visita ofrece una visión tridimensional y se puede obtener una cantidad muy grande de información. Se obtiene el tipo o clasificación de los movimientos, sistemas de agrietamiento, tipo de suelo, afloramiento de agua y al final de la visita con mucho

“sentido común”, se puede tener una visión global que puede equivaler a más del 50% de la solución del problema planteado.

El reconocimiento geológico debe dedicarle gran atención a detalles tales como agrietamientos de la superficie del terreno, depresiones, árboles inclinados y nacimientos de agua.

2.5.2.15 Estudio Topográfico

Para **Suárez** (1998, pág. 45) en su libro: Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales, argumenta que la topografía de un sitio de deslizamiento produce información básica para el análisis de los movimientos. Los reconocimientos preliminares utilizan los planos topográficos existentes o las fotografías aéreas. Sin embargo, se requiere un detalle topográfico para localizar muchos elementos críticos, los cuales pueden estar enmascarados por la vegetación.

Los levantamientos topográficos tienen los siguientes objetivos:

- a) Establecer controles en tierra para el mapeo fotogramétrico y la instrumentación.
- b) Obtener detalles topográficos, especialmente, de aquellos factores ocultos por la vegetación.
- c) Determinar los perfiles topográficos para los análisis de estabilidad.
- d) Establecer un marco de referencia sobre el cual puedan compararse los movimientos futuros del terreno.

2.5.2.16 Investigación Geotécnica Detallada

Suárez (1998, pág. 47) en su libro: Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales, indica que el área a investigar depende del tamaño del proyecto y de la extensión de los factores geológicos y topográficos que afectan el problema a estudiar.

Cuando se buscan movimientos potenciales que no se han desarrollado, el área a investigar no se puede determinar por adelantado. El área a estudiar debe ser lo más extensa posible, así:

- a) Los deslizamientos deben relacionarse con áreas estables a su derredor.

b) Los deslizamientos son en general mucho más extensos que lo que se sospecha inicialmente.

c) Como regla general el área a estudiar debe ser al menos el doble del área que se presume, comprende el problema.

d) El área debe incluir las fuentes de agua subterránea y superficial y las estructuras geológicas que puedan afectar la estabilidad.

La profundidad de la investigación es todavía más difícil de definir, los sondeos deben profundizarse hasta identificar los materiales estables por debajo de los movimientos reales o potenciales.

Las especificaciones de los estudios deben ser flexibles para permitir la adición de cantidades suficientes de sondeo que con mucha frecuencia se van a requerir. El periodo de estudio debe incluir periodos lluviosos y secos y por lo menos debe tenerse información de un año de duración, aunque es común que los fenómenos climáticos críticos tarden 10 a 20 años en repetirse en su máxima actividad.

Para (Suárez, 1998) todo talud debe diseñarse para algo más que las peores condiciones climáticas que se esperen, de lo contrario se puede llegar a conclusiones optimistas que tienen un nivel muy alto de riesgo.

Recomendaciones para el planeamiento del estudio detallado:

1) Topografía

Consistente en planos planimétricos con líneas de nivel y perfiles del talud.

2) Geología

Determinación del tipo de formación, estructura y meteorización.

3) Agua subterránea

Comprende los niveles piezométricos dentro del talud, las variaciones de estos niveles, las indicaciones exteriores del agua, los efectos de la actividad humana en el agua subterránea y la química del agua.

4) Clima

Debe tenerse en cuenta la precipitación, temperatura y cambios barométricos y la intensidad, horario y dirección de los rayos solares sobre el talud.

5) Sismicidad y vibraciones

Incluye la aceleración de diseño y la posibilidad de ocurrencia de estos fenómenos, así como la vibración de máquinas, tránsito de vehículos, etc.

6) Historia de deslizamientos en la zona

Procesos naturales, erosión, evidencia de movimientos en el pasado y la influencia de la actividad humana como son los cortes, rellenos, cambios en el agua, superficie, vegetación, construcción de represas, etc.

7) Caracterización de movimientos

Clasificación, estudio de las propiedades de los materiales, resistencia, permeabilidad, determinación de la superficie de falla y correlación de los movimientos con el agua subterránea, la geología, la actividad humana, etc.

7.1 Descripción de suelos y rocas

La buena descripción de los suelos y rocas presentes es uno de los factores más importantes para una buena investigación y esta debe hacerse por un profesional muy calificado y con gran experiencia. Desafortunadamente, existen diferentes esquemas de descripción que varían no solamente en los términos utilizados sino también en la definición de cada uno de ellos.

La descripción de los materiales debe incluir:

- a)** Color
- b)** Tamaño de granos y otros detalles de la textura.
- c)** Grado de descomposición.
- d)** Grado de desintegración (Microfracturación)
- e)** Resistencia
- f)** Nombre del suelo o roca
- g)** Otras características tales como fragilidad, etc.

- h) Tamaño, angulosidad, porcentaje y distribución de las partículas más duras
- i) Espaciamiento y naturaleza de las discontinuidades (caracterización de las juntas).
- j) Estructura geológica.

Es de gran importancia en rocas y en suelos residuales, realizar la caracterización de los sistemas de juntas. En esa caracterización se debe incluir el rumbo, dirección y ángulo de buzamiento estimativo de resistencia, espaciamiento de las juntas, tipo y características de relleno entre las juntas y características de la roca a lado y lado de la junta.

7.2 Geología

a) Mapas geológicos

El propósito de los mapas geológicos es documentar las características de la superficie del terreno para poder proyectar las condiciones del subsuelo. Un mapa geológico es una representación artística de la geología del sitio. Los mapas en el caso de deslizamientos deben mostrar las características del material en la superficie del terreno y determinar claramente si se trata de roca sana o meteorizada, suelo residual coluviones o aluviones.

b) Detalles de los deslizamientos

Los detalles de la superficie del terreno son generalmente, la clave para entender las causas y procesos de deslizamientos.

Los bordes del deslizamiento pueden ser una serie de agrietamientos subparalelos y levantamientos que marcan una zona de corte y con el tiempo las grietas y levantamientos pueden generar una sola grieta continua. Se deben utilizar convenciones y símbolos geológicos aceptados por las prácticas nacionales o internacionales, para permitir el análisis de los mapas de deslizamientos por otros profesionales.

Un deslizamiento puede afectar estructuras existentes, ductos de servicios y otros elementos artificiales, tales como pavimentos y cercas. Los movimientos de estas estructuras, así como su inclinación, pueden dar una idea de la cantidad de desplazamiento y características de los movimientos. Los detalles externos de la

topografía en el área del deslizamiento se van modificando con el tiempo y se pueden identificar deslizamientos antiguos con aproximación de su edad.

7.3 La investigación de suelos residuales

El estudio de deslizamientos en suelos residuales es mucho más complejo que en materiales aluviales. La presencia de materiales diversos dificulta el análisis (Cook, 1988) y deben tenerse en cuenta los siguientes elementos:

a) Composición

Los componentes de la masa de suelo deben ser identificados y documentados de una forma sistemática. Esto puede lograrse mediante la construcción de perfiles de suelo o secciones.

b) Estructura

La descripción de la estructura geológica debe incluir todas las fronteras que ocurran y las discontinuidades, así sean heredadas o contemporáneas incluyendo las juntas, planos de estratificación, superficies de falla, foliaciones o flexiones. La naturaleza y ocurrencia de estas fronteras o discontinuidades deben describirse en forma detallada.

c) Comportamiento

El comportamiento de las masas de suelo debe definirse con respecto al efecto de condiciones naturales o impuestas, las cuales pueden incluir estructuras de ingeniería civil, cortes, taludes naturales, erosión, y ensayos de campo.

Los ensayos de campo deben ser robustos, en tal forma que permitan su realización en materiales de características muy heterogéneas. Los ensayos recomendados son: ensayo de penetración estandar, veleta de campo y penetración de cono.

2.5.2.17 Posibles factores que han originado el Deslizamiento Rotacional

La **DRTC-SM** (2014, pág. 4), nos precisa que los principales agentes que habrían tenido incidencia en el deslizamiento, a criterio del informante sería el agua provenientes de la lluvia, fluctuaciones de los niveles de agua del río Huallaga, el flujo interno del agua este último agente aumenta la presión de poro produciendo su efecto sobre la estabilidad del talud por la disminución de la cohesión y aumento de los esfuerzos cortantes. A su vez, el pie del deslizamiento se desplaza hacia el cauce del

río Huallaga cuyas corrientes producen deslaves de los materiales que llegan a su cauce.

2.5.2.18 Mecanismos que se tomaron en cuenta en la exploración del suelo

Según **De Llorens** (1994, pág. 15), en su investigación: Documento Basico – Seguridad Estructural - Cimentaciones, El Terreno y el Estudio Geotecnico, manifiesta que la exploración del suelo nos lleva a lo siguiente:

A) Calicatas

Según tiene lo siguiente:

1) Se agrupan bajo este nombre genérico las excavaciones de formas diversas (pozos, zanjas, rozas, etc.) que permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y eventualmente la realización de ensayos in situ. Este tipo de reconocimiento podrá emplearse con:

- a)** Profundidad de reconocimiento moderada (< 4m).
- b)** Terrenos excavables con pala mecánica o manualmente.
- c)** Ausencia de nivel freático, en la profundidad reconocida o cuando existan aportaciones de agua moderadas en terrenos de baja permeabilidad.
- d)** Terrenos preferentemente cohesivos.
- e)** Terrenos granulares en los que las perforaciones de pequeño diámetro no serían representativas.

2) El reconocimiento del terreno mediante calicatas es adecuado cuando:

- a)** Se puede alcanzar en todos los puntos el estrato firme o resistente con garantía suficiente.
- b)** No sea necesario realizar pruebas in situ asociadas a sondeos (p.e. ensayos estándar).

3) Se excluirá este método cuando pueda deteriorarse el terreno de apoyo de las futuras cimentaciones o se creen problemas de inestabilidad para estructuras próximas.

4) En las paredes del terreno excavado, podrán realizarse ensayos in situ como el penetrómetro de bolsillo, con el fin de obtener una indicación orientativa del comportamiento del terreno. De esta indicación orientativa no se deducirán, en ningún caso, valores cuantitativos de la resistencia del terreno.

5) En calicatas de una profundidad mayor a 1,5 m ninguna persona podrá acceder a su inspección o revisión si no se encuentran debidamente entibadas ó adecuadamente retaluzadas.

B) Toma de muestras

De Llorens (1994, pág. 17), en su investigación: Documento Basico – Seguridad Estructural - Cimentaciones, El Terreno y el Estudio Geotecnico, nos precisa lo siguiente:

1) El objetivo de la toma de muestras es poder ejecutar sobre ellas con una fiabilidad suficiente los ensayos de laboratorio pertinentes según las determinaciones que se pretendan obtener. Por tanto la toma de muestras debe cumplir unos requisitos diferentes según el tipo de ensayo que se vaya a ejecutar sobre la muestra obtenida.

2) Se especifican tres categorías de muestras:

a) Muestras de categoría A: Son aquellas que mantiene inalteradas las siguientes propiedades del suelo: Estructura. Densidad. Humedad. Granulometría. Plasticidad. Componentes químicos estables.

b) Muestras de categoría B: Son aquellas que mantienen inalteradas las siguientes propiedades del suelo: Humedad. Granulometría. Plasticidad. Componentes químicos estables.

c) Muestras de categoría C: Todas aquellas que no cumplen las especificaciones de la categoría B.

3) Además de las muestras de suelo o roca señaladas, el reconocimiento geotécnico debe incluir la toma de muestras de agua de los distintos acuíferos encontrados, en el fin de prever eventuales problemas de agresividad o contaminación. En algunos casos estas muestras servirán para una mejor definición de la hidrogeología de la zona de estudio.

4) Una vez extraídas las muestras se procederá a su parafinado ó protección adecuada y se trasladarán al laboratorio de ensayo en las mejores condiciones posibles.

2.5.2.19 Ensayos de Resistencia al Esfuerzo Cortante

Según **Gutiérrez** (1990, pág. 81) en el Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, nos señala que las características mecánicas de los suelos y ensayos in-situ, están tradicionalmente caracterizadas por la determinación de los parámetros de resistencia, el ángulo de fricción interna “ ϕ ” y la Cohesión “C”. Estos parámetros son medidos exclusivamente en el laboratorio sobre muestras inalteradas, mediante ensayos de Corte Directo o por ensayos de Compresión Triaxial.

2.5.2.19.1 Ensayo de Corte Directo

Gutiérrez (1990, pág. 82) en el Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, precisa lo siguiente:

El estado límite de equilibrio de un suelo involucra un deslizamiento a lo largo de una superficie de falla. En un elemento de esta superficie la resistencia al corte (τ) está en función creciente del esfuerzo normal (σ) y la envolvente de los círculos de Mohr que definen el estado de las deformaciones se conoce como: curva intrínseca de Caquot. En un suelo esta curva es asimilable a una recta conocida como la recta de Coulumb y el criterio de falla será, como se muestra en la Fórmula (2.1).

$$\tau = c + \sigma * \tan \phi \dots\dots\dots (F. 2.1)$$

Podemos apreciar que esta fórmula, que representa la resistencia al corte de un suelo, depende de dos parámetros fundamentales: la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ), se aprecia en la Figura N° 2.7.

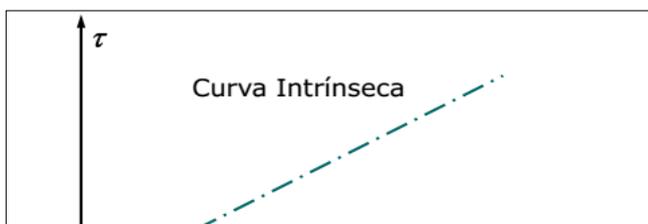


Figura 2.7: Recta de Coulumb.
Fuente: Ing. Gutiérrez, Wilfredo, Seminario Taller de Mecánica de Suelos.

Asimismo **Gutiérrez** (1990, pág. 82) en el Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, precisa que para determinar los parámetros drenados de la resistencia cortante del suelo, describe el procedimiento del Ensayo de Corte Directo.

2.5.2.19.1.1 Descripción del Ensayo de Corte Directo

Este ensayo consiste básicamente en someter una muestra de suelo de sección cuadrada y 2.5 cm. De espesor, confinada lateralmente, dentro de una caja metálica, a una carga normal (σ) y a un esfuerzo tangencial (τ), una de las cuales es móvil y se desliza respecto aumentan gradualmente hasta hacer fallar a la muestra por un plano preestablecido por la forma misma de la caja (consta de dos secciones a la otra, que es fija, produciendo el esfuerzo de corte). En el ensayo se determina cargas y deformaciones.

2.5.2.19.1.2 Objetivo del Ensayo de Corte Directo

Determinar la Cohesión (C) y el Ángulo de Rozamiento Interno (ϕ), que permitan establecer la resistencia al corte de los suelos ensayados.

2.5.2.19.1.3 Equipo para realizar el Ensayo de Corte Directo

El aparato de corte directo, consta de una caja decorte y dispositivos para aplicación de cargas verticales y horizontales, así como también deformímetros verticales y horizontales, el equipo es el siguiente:

Dial de Corte Horizontal.

Dial de Corte Vertical.

Pesas de carga.

Horno.

Cuchillo y arco con alambre acerado.

Muestra inalterada.

Máquina de corte Directo (Placa de 5x5x5, caja de corte).

2.5.2.19.1.4 Terminología del Ensayo de Corte Directo

Las definiciones de este método corresponde a los datos en la Norma ASTM D3080.

Descripción de términos propios de esta norma.

Desplazamiento lateral relativo: desplazamiento horizontal de la mitad superior de la caja de cizalladura respecto a la mitad inferior.

Estado de esfuerzos en condiciones de falla para un espécimen. Normalmente se acepta que la falla corresponde al máximo esfuerzo de corte alcanzado, o al esfuerzo de corte cuando ha tenido lugar del 15% al 20% de desplazamiento lateral relativo. Dependiendo del comportamiento del suelo y de la aplicación en el campo pueden definirse otros criterios más adecuados.

2.5.2.19.1.5 Técnicas del Ensayo de Corte Directo

Gutiérrez (1990, pág. 84) en el Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica También, indica lo siguiente:

a) Preparacion de las muestras:

El ensayo se puede realizar sobre muestras inalteradas a fin de obtener resultados que se aproximen a las características que tiene el suelo en su estado natural.

También es posible realizarlo sobre muestras alteradas, previamente preparadas en el laboratorio, a fin de obtener características similares de compacidad y contenido de humedad a los que tendrá el material puesto en obra.

Además se puede ensayar la muestra tal como viene del campo, o como haya sido preparada en el laboratorio, utilizando el molde respectivo o tallando 4 probetas cuadradas con las siguientes dimensiones: 5x5x1.8 cm.

Seguidamente se determina el peso, el volumen y el contenido de humedad de la muestra correspondiente.

b) Procedimiento del Ensayo de Corte Directo:

Colocar la muestra en la caja de corte directo e inmovilizarla con la ayuda de los seguros.

En seguida colocamos la placa con los resaltos sobre la muestra.

Colocar la esfera de acero sobre la placa de reparto y situar sobre ella, el yugo de aplicación de la carga vertical. Bajar dicho yugo, con la ayuda del tornillo de seguridad de la palanca de carga.

Sobre el yugo colocar el extremo móvil de un deflectómetro para medir las deformaciones verticales de la caja.

Colocar en la palanca las pesas necesarias para dar una presión vertical prevista. Leer el asiento registrado en el deflectómetro vertical.

Mover el volante del aparato hasta que el pistón toque la caja.

Encerar el deflectómetro de desplazamiento vertical y el del anillo de carga.

Quitar los seguros de la caja.

Comenzar el corte con una velocidad constante, equivalente a 1 división del anillo por segundo (0.002/seg.).

Tomar lecturas del deflectómetro de deformaciones horizontales, verticales y del anillo de carga cada 30 divisiones (30 segundos).

El corte se continúa hasta alcanzar una estabilización de las lecturas del deflectómetro del anillo de carga o hasta separar las dos unidades de la caja de 6 mm.

Después de descargar el aparato accionando el volante en sentido contrario. Quitar el deflectómetro de corrimiento vertical. Quitar la caja de yugo y desmontar la caja de corte.

Las cargas en el plano de corte pueden conocerse mediante el ábaco respectivo.

Estas operaciones se repiten periódicamente tres veces, diferenciándose los ensayos en la presión vertical aplicada.

c) Cálculos del Ensayo de Corte Directo

La Fuerza Cortante en el estrato de suelo puede ser calculada con la siguiente expresión: Fuerza Cortante = Anillo de Carga * Factor de Calibración.

Donde el factor de calibración es 0.134161

La Resistencia al Esfuerzo Cortante se determina mediante la expresión:

Resistencia Esfuerzo Cortante = Fuerza Cortante / 25

d) Gráficas del Ensayo de Corte Directo

En el Ensayo de Corte Directo se obtienen las siguientes gráficas:

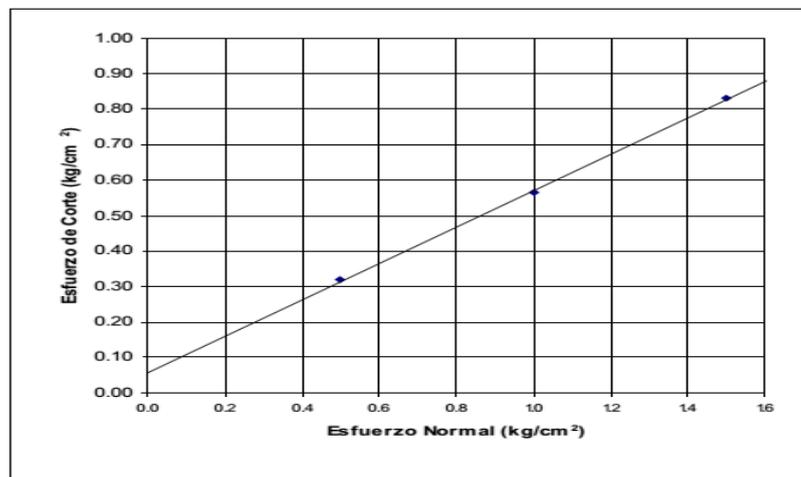


Figura 2.8: Esfuerzo Normal vs. Esfuerzo de Corte
Fuente: Ing. Gutiérrez, Wilfredo, Seminario Taller de Mecánica de Suelos.

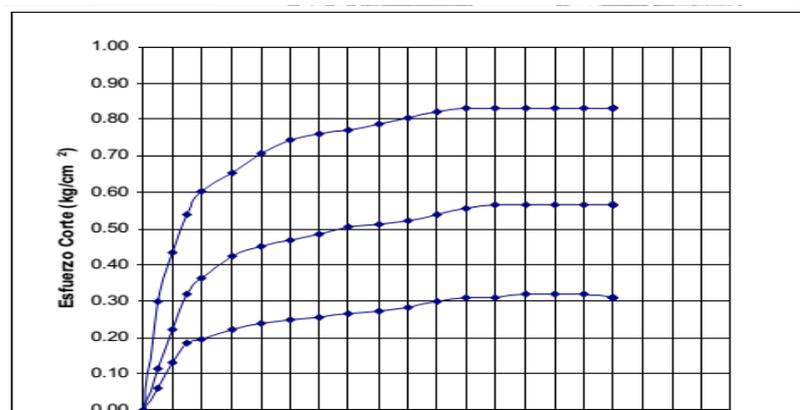


Figura 2.9: Deformación Tangencial vs. Esfuerzo de Corte.
Fuente: Ing. Gutiérrez, Wilfredo, Seminario Taller de Mecánica de Suelos.

2.5.2.19.2 Ensayo de Compresión Triaxial

Según Parra (1990, pág. 35) del Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, precisa lo siguiente que la dinámica de suelos es una parte de la mecánica de suelos la cual trata acerca de las propiedades de ingeniería y el comportamiento del suelo sometido a esfuerzos dinámicos. Debido a que el suelo es un material tan complejo, ninguna prueba bastará por si sola para estudiar todos los aspectos importantes del comportamiento esfuerzo-deformación.

El ensayo Triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga. Esta prueba es la más común para determinar las propiedades esfuerzo-deformación. Una muestra cilíndrica de un suelo es sometida a una presión de confinamiento en todas sus caras. A continuación se incrementa el esfuerzo axial hasta que la muestra se rompe. Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial y la presión de confinamiento, son los esfuerzos principal mayor y principal menor respectivamente. Al incremento de esfuerzo axial, se denomina esfuerzo desviador.

La Resistencia al Esfuerzo Cortante de un suelo (τ), en función de los esfuerzos totales, se determina usando la Ley de Coulomb, como se observa la Fórmula N° 2.2.

$$\tau = c + \sigma * \tan \phi \dots\dots\dots (F. 2.2)$$

Generalmente cada prueba se realiza con tres o cinco probetas de la misma muestra de suelo, bajo esfuerzos confinantes distintos. La representación de los resultados en el diagrama de Mohr está constituida por una serie de círculos, cuya envolvente permite obtener los parámetros del suelo estudiado en el intervalo de esfuerzos considerado.

Asimismo **Parra** (1990, pág. 36) del Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, hace una descripción del procedimiento a seguir en el ensayo de Compresión Triaxial para conocer la relación esfuerzo – deformación de una muestra de suelo inalterado.

2.5.2.19.2.1 Descripción de Ensayo de Compresión Triaxial

El Ensayo de compresión triaxial es el más usado para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. El ensayo consiste en aplicar esfuerzos laterales y verticales diferentes, a probetas cilíndricas de suelo y estudiar su comportamiento.

El ensayo se realiza en una cámara de pared transparente (cámara triaxial) llena de líquido, en la que se coloca la probeta cilíndrica de suelo que, salvo que se adopten precauciones especiales, tiene una altura igual a dos veces su diámetro, forrada con una membrana de caucho. Esta membrana va sujeta a un pedestal y a un cabezal sobre los que se apoyan los extremos de la probeta.

2.5.2.19.2.2 Objetivo del Ensayo de Compresión Triaxial

El objetivo es determinar el Ángulo de rozamiento interno y la Cohesión del suelo, que permitan establecer su resistencia al corte, aplicando a las probetas esfuerzos verticales y laterales que tratan de reproducir los esfuerzos a los que está sometido el suelo en condiciones naturales.

2.5.2.19.2.3 Etapas del Ensayo de Compresión Triaxial

Según **Parra** (1990, pág. 38) del Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, indica que el ensayo de compresión Triaxial se divide en dos etapas:

a) La primera etapa, en la que la probeta de suelo es sometida a una presión hidrostática de fluido, con esfuerzos verticales iguales a los horizontales.

Durante esta etapa, se dice que la probeta es "consolidada" si se permite el drenaje del fluido de los poros. Alternativamente, si el drenaje no puede ocurrir se dice que la probeta es "no consolidada".

b) En la segunda etapa, llamada de aplicación del esfuerzo desviador, se incrementan todos los posibles esfuerzos verticales (desviadores) a través del pistón vertical de carga, hasta la falla. En esta etapa el operador tiene también la

opción de permitir el drenaje y por lo tanto eliminar la presión neutra o mantener la válvula correspondiente cerrada sin drenaje. Si la presión neutra es disipada se dice que el ensayo es "drenado", en caso contrario se dice que el ensayo es "no drenado".

2.5.2.19.2.4 Clases de Ensayos de Compresión Triaxial

Para **Parra** (1990, pág. 39) del Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, precisa que los ensayos triaxiales pueden ser clasificados en:

- 1)** No consolidados-no drenados (UU) o rápidos (Q). Se impide el drenaje durante las dos etapas del ensayo.
- 2)** Consolidados-no drenados (CU) o consolidados rápidos (RC). Se permite el drenaje durante la primera etapa solamente.
- 3)** Consolidados-drenados (CD) o lentos (S). Se permite el drenaje durante todo el ensayo, y no se dejan generar presiones neutras aplicando los incrementos de carga en forma pausada durante la segunda etapa y esperando que el suelo se consolide con cada incremento.

2.5.2.19.2.5 Equipo del Ensayo de Compresión Triaxial

El aparato consta del siguiente equipo:

Cámara triaxial

Máquina de compresión triaxial

Membrana de caucho

Molde metálico

Compresor de aire

Bomba de vacío

Balanza de precisión, aproximación 0,1 gr.

Calibrador

Aro-sello de caucho

Tallador de muestras, cuchillas y sierras

Equipo para determinar el contenido de humedad.

2.5.2.19.2.6 Terminología del Ensayo de Compresión Triaxial

La terminología del Ensayo de Compresión Triaxial es la siguiente:

Las definiciones de este método corresponde a los datos en la Norma ASTM D2850.

Descripción de términos propios de esta norma.

a) Procedimiento de ensayo de Compresión Triaxial

Según **Parra** (1990, pág. 40) del Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, indica lo siguiente:

1) El suelo a utilizarse se prefiere que sea inalterado, en cuyo caso se debe tallar por lo menos tres especímenes cilíndricos, teniendo muy en cuenta su estratificación y evitando destruir la estructura original del suelo.

Si la muestra es alterada, se procede a preparar los especímenes compactándose la muestra con una determinada energía, de acuerdo con las condiciones técnicas impartidas. Las dimensiones de los especímenes dependen del tamaño de la máquina triaxial a emplearse; debiendo tomar en cuenta que la altura de la muestra debe ser el doble del diámetro, (Se toman las medidas de los especímenes preparados).

2) El momento de preparar los especímenes se debe tomar muestra para determinar el contenido de humedad.

3) Pesamos el primer espécimen y lo colocamos en la base de la cámara triaxial, utilizando una piedra porosa entre la muestra y dicha base.

4) Colocamos la membrana de caucho en el espécimen, utilizando un aparato especial para ello.

5) Colocamos la cabeza de plástico usando una piedra porosa entre la cabeza y el espécimen.

6) Aseguramos la membrana con ligas tanto en la parte superior como en la inferior.

7) En el caso de realizar en ensayo triaxial en un triaxial Soiltest, conectamos la cabeza de plástico en el tubo espiral que sale de la base y que se utiliza para el drenaje de la muestra.

8) Colocamos la cámara con su tapa, asegurándonos que estén bien colocados los empaques y seguidamente apretamos los tornillos que sujetan la cámara uniformemente.

9) Introducimos el pistón en el hueco de la cabeza de plástico.

10) Centramos el brazo de carga con el pistón y colocamos el dial de las deformaciones en cero.

11) Si la muestra no se encuentra saturada, será necesario saturarla, salvo introducciones contrarias al respecto, para lo cual abrimos las válvulas de saturación permitiendo que el agua fluya desde la base a través de la muestra.

12) Aplicamos presión al tanque de almacenamiento de la glicerina o agua y luego abrimos las válvulas que permiten el paso de la glicerina o agua a la cámara; la presión lateral introducida serán las indicadas anteriormente.

13) En estas condiciones aplicamos el tipo de triaxial solicitado; llegando en cualquier caso a aplicar la carga hasta romper la muestra; anotándose las lecturas de las deformaciones axiales y de la carga aplicada.

14) Una vez terminado el ensayo se reduce la presión y se devuelve la glicerina o agua al tanque de almacenamiento, se seca la cámara y luego a la muestra con mucho cuidado con el objeto de graficar la fractura y además determinar la humedad.

15) Todo este proceso lo repetimos con los demás especímenes, utilizando presiones laterales diferentes.

b) Cálculos del Ensayo de Compresión Triaxial

Según **Parra** (1990, pág. 41) del Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, expresa que para determinar el área representativa inicial de la probeta (A_0) mediante la siguiente expresión Fórmula N° 2.3.

$$A_0 = \frac{A_s + 4 \cdot A_m + A_i}{6} \dots\dots\dots (F. 2.3)$$

Donde:

As = Área superior, calculada con el diámetro superior promedio.

Am = Área media, calculada con el diámetro mediopromedio

Ai = Área inferior, calculada con el diámetro inferior promedio.

El volumen de la probeta (V), se determina de la siguiente manera Fórmula N° 2.4.

$$V = A_0 \cdot h \dots\dots\dots (F. 2.4)$$

Los pesos específicos húmedo y seco, se calculan mediante la siguiente expresión Fórmula N° 2.5.

$$\gamma_h = \frac{W}{V} \gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + \%h} \dots\dots\dots (F. 2.5)$$

Las deformaciones para cada lectura del dial de cargas, se obtienen durante el ensayo.

La deformación unitaria se calcula mediante la expresión que se muestra continuación Fórmula N° 2.6.

$$\varepsilon(\%) = \frac{\Delta h[mm]}{h[mm]} * 100 \dots\dots\dots (F. 2.6)$$

Las cargas aplicadas se calculan multiplicando cada una de las lecturas del dial de cargas, por el factor de calibración del anillo.

Se determina el área corregida de la probeta (Ac), para cada lectura de deformación, de la siguiente manera Fórmula N° 2.7.

$$A_c = \frac{A_0}{1 - \varepsilon} \dots\dots\dots (F. 2.7)$$

El esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$) para cada lectura de deformación, es la siguiente Fórmula N° 2.8.

$$\Delta\sigma = (\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{P}{A_c} \dots\dots\dots (F. 2.8)$$

c) Deformacion de una probeta cilindrica

Según Parra (1990, pág. 43) del Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, indica que para determinar la deformación axial, se utilizan las siguientes fórmulas:

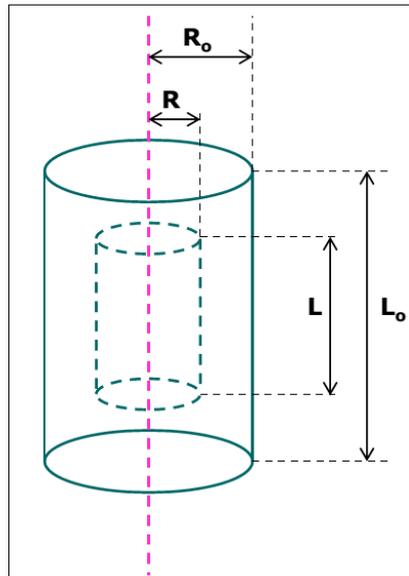


Figura 2.10: Esquema de probeta cilíndrica.
Fuente: Ing. Parra, Denys, Seminario Taller de Mecánica de Suelos.

La deformación Axial será mediante la Fórmula N° 2.9.

$$\epsilon_1 = \frac{\text{Cambio de Longitud}}{\text{Longitud Original}} = \frac{L_o - L}{L_o} \dots\dots\dots(F.2.9)$$

La deformación Radial similarmente será la Fórmula N° 2.10.

$$\epsilon_3 = \frac{\text{Cambio en el Radio}}{\text{Radio Original}} = \frac{R_o - R}{R_o} \dots\dots\dots(F.2.10)$$

Y la deformación Volumétrica será la Fórmula N° 2.11.

$$V = \frac{\text{Cambio en el Volumen}}{\text{Volumen Original}} = \frac{V_o - V}{V_o} \dots\dots\dots(F.2.11)$$

Donde:

$$V = \varepsilon_1 + 2 * \varepsilon_3 \dots\dots\dots(F.2.12)$$

De manera similar la deformación de corte puede ser definida como la siguiente Fórmula N° 2.13.

$$\delta = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2} \dots\dots\dots (F.2.13)$$

d) Gráficos del Ensayo de Compresión Triaxial

Parra (1990, pág. 45) del Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, afirma que con los resultados obtenidos y codificados, se construye, para cada esfuerzo confinante (σ_3), una gráfica a escala aritmética; ubicando, en las abscisas las deformaciones unitarias (ε), en porcentaje, y en las ordenadas el esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$), en Kg/cm².

La gráfica permite determinar el Esfuerzo Desviador de falla ($\Delta\sigma$) para cada esfuerzo confinante (σ_3), aplicado a la probeta. Con los esfuerzos desviadores de falla, correspondientes a cada esfuerzo confinante (σ_3), se determina (σ) y se obtiene el centro y radio de los correspondientes círculos de Mohr, mediante las siguientes fórmulas:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_f \dots\dots\dots (F.2.14)$$

$$\text{Centro} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \dots\dots\dots (F.2.15)$$

$$\text{Radio} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \dots\dots\dots (F.2.16)$$

Trazar los Círculos de Mohr, para ello, elegir una escala de esfuerzos. A partir del origen y sobre el eje de las abscisas, llevar el valor del esfuerzo confinante (σ_3), y desde este punto marcar el valor del esfuerzo desviador de falla ($\sigma_1 - \sigma_3$); este valores el diámetro del círculo; por lo tanto, con centro en el punto medio del segmento así determinado, trazar el semicírculo correspondiente.

Una vez trazados los semicírculos del estado de esfuerzos de falla de todas las probetas ensayadas, dibujar la envolvente que mejor se ajuste a ellos, esta recibe el nombre de Línea de Resistencia Intrínseca o Envolvente de Mohr y representa aproximadamente, la variación de la resistencia al esfuerzo cortante en función de los esfuerzos normales aplicados.

El Ángulo de Fricción Interna del suelo (ϕ), es el que forma la envolvente con la horizontal (abscisas) y se determina en la gráfica por la pendiente de la envolvente. El valor de la cohesión (c), está dado por la ordenada al origen de dicha envolvente, medida a la misma escala con que se trazaron los círculos, se muestran las siguientes gráficas:

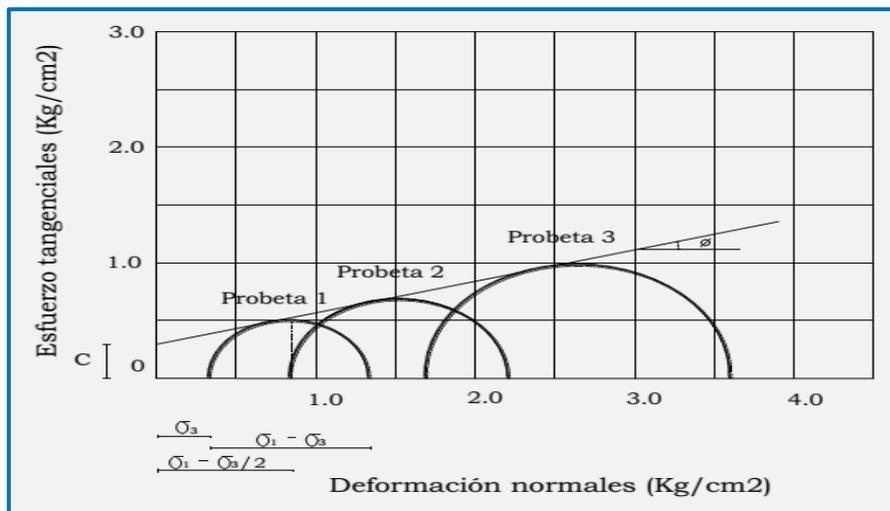


Figura 2.11: Envolvente de Mohr.
Fuente: Ing. Parra, Denys, Seminario Taller de Mecánica de Suelos.

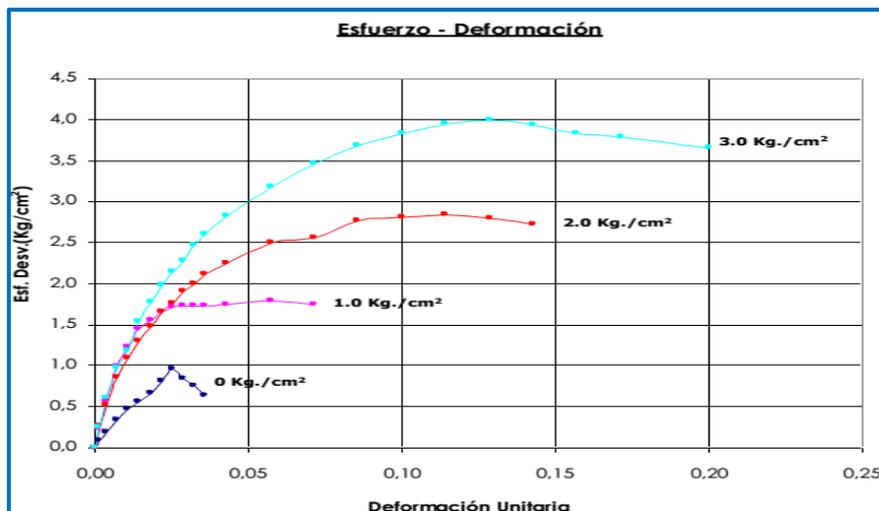


Figura 2.12: Gráfica Esfuerzo – Deformación.

e) Aplicaciones del Ensayo de Compresión Triaxial

Según Parra (1990, pág. 48) del Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, fundamenta que para fundaciones colocadas en terrenos arcillosos, la condición inmediatamente después de completar la construcción, es casi siempre la más crítica. Esto es porque la carga completa es aplicada al terreno y éste no ha tenido tiempo para ganar la resistencia adicional por consolidación. Por estas condiciones la resistencia al corte es determinada por pruebas al corte Triaxial. Para pequeños proyectos sobre los cuales el gasto de un programa de ensayos no se justifica, la capacidad de carga en suelos de arcilla saturada se puede calcular con el ensayo C.N.C.

1) Estabilidad en Taludes:

En cualquier caso de construcción de taludes, sean estos hechos por la mano del hombre o formados naturalmente en faldas de montaña o bordes de río, se tiene por resultado componentes gravitacionales del peso que tienden a movilizar el suelo desde un nivel más alto hasta uno más bajo. La filtración puede ser una causa muy importante para movilizar el suelo cuando el agua está presente, estas fuerzas variantes producen esfuerzos cortantes en la masa del suelo, y ocurrirá movimiento, a menos que la resistencia al corte sobre cada posible superficie de falla a través de la masa sea mayor que el esfuerzo actuante.

2) Empujes:

Al proyectarse estructuras de sostenimiento, debe asegurarse solamente que no solo se produzca el colapso o falla. Desplazamientos de varios centímetros no suelen tener importancia, siempre que se asegure que no se producirán repentinamente desplazamientos más grandes. Por ello el método para el proyecto de estructuras de retención suele consistir en estudiar las condiciones que existirán en una condición de falla, introduciendo factores de seguridad convenientes, para evitar el colapso.

Una solución completa y exacta para un caso activo o pasivo de equilibrio límite, debe cumplir las siguientes condiciones:

Cada punto del terreno debe estar en equilibrio.

La condición de falla Mohr - Coulomb debe cumplirse en todos los puntos.

Los esfuerzos al interior de la masa deben estar en equilibrio con los exteriores.

f) Ventajas del Ensayo de Compresión Triaxial

Para **Parra** (1990, pág. 50) del Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica, manifiesta que se tiene las siguientes ventajas:

La muestra no es forzada a inducir la falla sobre una superficie determinada.

Consecuentemente, una prueba de compresión puede revelar una superficie débil relacionada a alguna característica natural de la estructura del suelo.

Las tensiones aplicadas en pruebas de compresión en laboratorio, son una aproximación de aquellas que ocurren in situ.

Las tensiones aplicadas son las tensiones principales y es posible realizar un estrecho control sobre las tensiones y las deformaciones.

Las condiciones de drenaje pueden ser controladas y es posible una gran variedad de condiciones de prueba.

g) Limitaciones del ensayo de Compresión Triaxial

En algunos casos de arcilla el tamaño de la muestra puede tener importantes efectos sobre la resistencia medida.

Se deben confeccionar o tomar muestras de diámetros que representen adecuadamente grietas y discontinuidades en una muestra de suelo.

2.5.2.20 Método Sueco

Según **Juárez** (1984, pág. 256) en su libro: Mecánica de Suelos II, nos precisa que el método sueco comprende todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a falla por rotación, en los que se considera que la superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia. Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelos, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad.

El método puede aplicarse según un procedimiento sencillo debido al Dr. A. Casagrande, que puede utilizarse tanto para estudiar la falla de base como la de pie de talud.

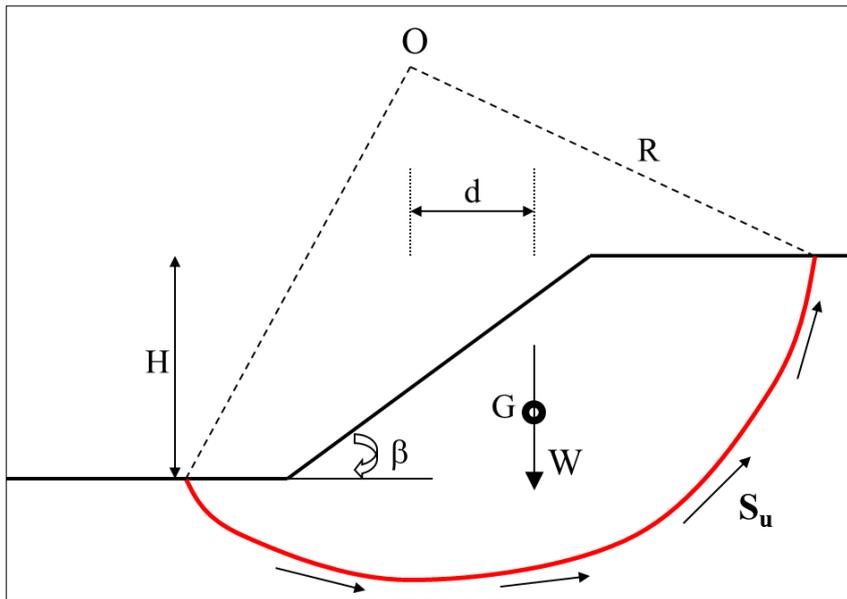


Figura 2.13: Gráfica de un talud puramente cohesivo
Fuente: Juárez Badillo, Procedimiento de A. Casagrande del Método Sueco

Considérese un arco de circunferencia de centro en O y radio R como la traza de una superficie hipotética de falla con el plano del papel. La masa del talud que se movilizaría, si esa fuera la superficie de falla, aparece señalada en la figura 2.13. Puede considerarse que las Fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento de las masas de tierra, son el peso del área más cualquier sobrecarga que pueda actuar sobre la corona del talud.

El momento de estas fuerzas en torno a un eje normal a través de O según la figura 2.13, en la que no se consideran sobrecargas, será simplemente:

$$M_M = W \times d \quad \dots\dots\dots (F.2.17)$$

Donde:

$$W \text{ dovela} = (A \cdot \gamma \cdot (\text{ancho unitario}))$$

d = Distancia del centroide a la vertical que pasa por O

Que es el llamado momento motor.

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de la “cohesión” a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta, así:

$$M_R = C \times L \times R \dots\dots\dots (F.2.18)$$

Es el momento de esas fuerzas respecto a un eje de rotación normal al plano del papel, por O (momento resistente).

Se define un factor de seguridad:

$$FS = M_R / M_M \dots\dots\dots (F.2.19)$$

La experiencia permite considerar a 1.5 como un valor de FS compatible con una estabilidad practica razonable.

2.5.3 Marco Conceptual: Terminología Básica

Para obtener una interpretación uniforme de la Investigación presento un vocabulario en el que figuran términos que pueden tener varias acepciones en el lenguaje común, con el fin de que sean entendidos de acuerdo con la definición que se expone.

Agua: Líquido inodoro, incoloro e insípido, ampliamente distribuido en la naturaleza. Representa alrededor del 70% de la superficie de la Tierra.

Arcilla: Suelo que pasa por el tamiz N° 200 (0.075 mm), el cual exhibe plasticidad dentro de un cierto intervalo de humedad, pero que muestra considerable resistencia cuando se seca al aire.

Análisis de estabilidad de taludes: Proceso en el que se evalúan cuantitativamente la interacción entre las fuerzas estabilizantes o resistentes y las fuerzas desestabilizantes o movilizantes que actúan sobre un talud.

Banquetas: Sección geométrica resultante, construida a intervalos, que permite reducir el ángulo efectivo del talud protegiéndolo contra la infiltración y la erosión.

Calicatas: Son excavaciones de profundidad pequeña a media. Las calicatas permiten la inspección directa del suelo que se desea estudiar facilitando el reconocimiento geotécnico, edafológicos, pedológicos.

Deslizamientos: Movimiento ladera debajo de una masa de suelo o roca cuyo desplazamiento ocurre predominantemente a lo largo de una superficie de falla o de zonas relativamente delgadas con gran deformación cortante.

Deslizamiento Rotacional: Se entiende por deslizamiento rotacional a una superficie de falla curva cuyo centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento.

Deslizamiento Traslacional: Se entiende por deslizamiento traslacional a movimientos importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociada a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad del talud.

Empuje Activo: Tensiones generadas por el empuje activo, donde existe la posibilidad de que el suelo se deforme lateralmente, disminuyendo la tensión horizontal hasta un valor mínimo donde se alcance un estado tensional de falla.

Empuje de reposo: Tensiones generadas a partir de un estado de reposo de empujes de tierras en total confinamiento lateral, donde solo puede presentarse deformación en el sentido vertical, mientras que lateralmente la deformación es nula.

Empuje pasivo: Tensiones generadas por estado pasivo, donde existe la posibilidad de que el suelo se deforme lateralmente, aumentando la tensión horizontal hasta un valor máximo donde se alcance un estado tensional de falla.

Ensayo de Corte Directo: El ensayo de corte directo consiste en hacer deslizar una porción de suelo, respecto a otra a lo largo de un plano de falla predeterminado mediante la acción de una fuerza de corte horizontal incrementada, mientras se aplica una carga normal al plano del movimiento.

Ensayo de Compresión Triaxial: Consiste en colocar una muestra cilíndrica de suelo dentro de una membrana de caucho o goma, que se introduce en una cámara especial y se le aplica una presión igual en todo sentido y dirección. El ensayo de Compresión Triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-

deformación. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga.

Estabilidad: Resultado del proceso de estabilización.

Estabilidad de talud: Solución geotécnica integral que se implementa en un talud, sea de terraplén, de excavación, de corte, natural u otros, capaz de incorporarle equilibrio suficiente y sostenible, que atienda los criterios gravitatorios y sísmicos, medidos por factores de seguridad, sin afectar negativamente a su entorno.

Flujos de arcilla: Suelos que al entrar en contacto con el agua, se comportan como si alcanzasen el límite líquido, produciendo un movimiento más lento que los deslizamientos. Se da en pequeñas pendientes, pero en gran cantidad.

Geodinámica Externa: Conjunto de fenómenos geológicos de carácter dinámico, que pueden actuar sobre el terreno materia del Estudio como: erupciones volcánicas, inundaciones, huaycos, avalanchas, tsunamis, activación de fallas geológicas.

Ladera: Perfil natural que sigue un suelo en contacto con la superficie libre o atmosfera, y ese perfil no es horizontal.

Loess: Tipo de depósito con alta permeabilidad en la dirección vertical. En filtraciones se produce erosión rápida y falla del talud.

Movimiento en masa: Movimiento ladera debajo de una masa de rocas, de detritos o de tierra. También conocido como fenómeno de remoción en masa, movimientos de ladera, o movimientos de vertiente.

Nivel Freático: Nivel del agua subterránea cuya presión es igual a la presión atmosférica.

Permeabilidad: Facilidad con el agua puede fluir a través de los poros y discontinuidades de un suelo o macizo rocoso.

Precipitación pluvial: Se refiere a cualquier forma de agua que cae de la atmosfera y alcanza a la superficie de la tierra.

Reptación: Movimiento muy lento de capas superiores de taludes arcillosos, de 50 cm de espesor promedio, asociado a procesos de variación de humedad estacional.

Roca: Agregado natural compuesto de partículas de uno o más materiales, con fuertes uniones cohesivas, que no puede ser disgregado o excavado por herramientas manuales.

Suelo: Agregados naturales de partículas minerales, granulares y cohesivas separables por medios mecánicos de poca energía o por agitación de agua.

Suelo Colapsable: Son suelos que al ser humedecidos sufren un asentamiento o colapso relativamente rápido, que ponen en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.

Suelo Cohesivo: Son suelos que al no estar confinados tienen considerable resistencia cuando se ha secado al aire y tienen una cohesión importante cuando están sumergidos.

Suelo Deleznable: Suelo en proceso de formación que se desliza y resbala con facilidad.

Suelo Expansivo: Suelo que al ser humedecido sufre una expansión que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellas.

Suelo Orgánico: Suelos de color oscuro que presentan una variación mayor al 25% entre los límites líquidos de la muestra seca al aire y la muestra secada al horno a una temperatura de $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ durante 24 horas.

Talud: Perfil conseguido tras una excavación o terraplenado no necesariamente vertical, sino con cierto ángulo con la horizontal, llamado ángulo del talud.

Toma de muestras: La toma de muestras es el procedimiento que consiste en recoger partes, porciones o elementos representativos de un terreno, a partir de los cuales se realizará un reconocimiento geotécnico del mismo.

2.5.4 Marco Histórico

Los problemas de inestabilidad de laderas se cuenta entre los peligros naturales más destructivos de nuestro planeta, lo cual representa una de las mayores amenazas para la vida y bienes materiales de la población. Derrumbes, flujos, y movimientos complejos ocurren día con día alrededor del mundo. Cada año estos desastres ocasionan numerosas víctimas, heridos y damnificados, así como cuantiosas pérdidas económicas. El impacto que este tipo de peligros provoca es de mayor magnitud en países de escasos recursos debido a su alto grado de vulnerabilidad. Para prevenir futuros desastres asociados a inestabilidad de laderas, es de suma importancia que todos los miembros de la población conozcan este fenómeno y se mantengan atentos a las manifestaciones que lo proceden y los factores que lo generan, nos argumenta **Guillén** (1996, pág. 16) en su Manual de estabilidad de taludes, Instituto Nacional de Vías – Guatemala.

En México, las lluvias torrenciales del 5 de octubre de 1999 ocasionaron cientos de deslizamientos y flujos en los estados de Puebla, Veracruz e Hidalgo. En la Sierra Norte de Puebla, las consecuencias fueron particularmente catastróficas en varias poblaciones de la región. En Teziutlán, Puebla un solo deslizamiento en la colina La Aurora ocasionó la pérdida de 110 vidas, además de otras víctimas en colonias aledañas. La mayoría de los deslizamientos que han afectado a la población en México, está asociada a inestabilidades en suelos y rocas jóvenes suaves, provocadas por lluvias intensas y prolongadas, nos indica **Pérez** (1999, pág. 11-12) en su Investigación: Análisis de la estabilidad de taludes- México.

En varios países se han tenido diferentes experiencias catastróficas en este aspecto. Durante el mes de diciembre de 1999, en la franja costera de Venezuela, se registraron precipitaciones extraordinarias durante casi 20 días como resultado de la presencia de una vaguada. Días antes de la ocurrencia de estas lluvias, el huracán Lenny había afectado la costa oriental. Debido al exceso de agua infiltrada, hubo una saturación del suelo, lo que no solo causó inundaciones devastadoras, sino también el reblandecimiento y la inestabilidad de las laderas. En la región central de la costa norte de Venezuela ocurrieron grandes deslizamientos en la parte más alta de la cordillera generando avalanchas violentas, y una destrucción excepcional en la angosta franja costera. De acuerdo con la Cruz Roja Internacional, el desastre causado por las inundaciones y los movimientos de ladera, cobró la vida de 30,000 personas y afectó

81,000 viviendas. Las pérdidas materiales ascendieron a 3,211 millones de dólares y se reportó un alto nivel de deforestación, nos expresa **Rodríguez** (2000, pág. 15) de los Apuntes del curso de Estabilidad de taludes – Universidad Nacional de Colombia.

En el Salvador, el 13 de enero de 2001, el sector residencial de Las Colinas, al Sur de la ciudad de Nueva Salvador, Departamento de La Libertad, sufrió un gran deslizamiento de suelos y rocas con un volumen de aproximadamente 90,000 – 100,000 m³ sepultó por completo gran porcentaje de una zona habitada, ocasionando la pérdida de más de 500 vidas y cuantiosos daños materiales. Dicho movimiento se produjo a consecuencia de un sismo de 7.6 grados de magnitud. En mayo de 2001, el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) de ese país contrató a la empresa italiana C. Lotti & Associati para realizar una investigación geológica-geotécnica en la Cordillera del Bálsamo. El propósito de la investigación era establecer las causas del deslizamiento, así como proponer soluciones para estabilizar los taludes en la zona afectada. Los resultados del estudio fueron entregados al MARN y se presentaron al público en septiembre de ese mismo año, nos menciona **Blanco** (2001, pág. 125) en su Investigación: Sistemas flexibles de alta resistencia para la estabilización de taludes – Universidad de Cantabria.

En la mayoría de los casos, las causas naturales que disparan o activan los deslizamientos son las lluvias intensas y prolongadas, los sismos fuertes y la actividad volcánica, o la combinación de ellas; para que ello ocurra, deben conjuntarse con características geológicas y geomorfológicas (pendiente, altura, agrietamiento, grado de alteración de las rocas, principalmente) proclives, así como propiedades mecánicas de los materiales propensas a la falla. Existen también causas provocadas por el hombre conocidas como antropogénicas; en efecto, cuando no se estudian y prevén las implicaciones de la ejecución de un corte, por ejemplo para la construcción de una carretera u otra obra, pueden inducirse fallas en laderas con volúmenes removidos muy diversos. Desde luego, todos estos deslizamientos son tanto más desastrosos en la medida que suceden en áreas pobladas y con mayor infraestructura, nos expresa **Domínguez** (2012, pág. 7) en su Investigación sobre Desastres Naturales – Venezuela.

Gran parte de los problemas de inestabilidad de laderas tienen antecedentes o manifestaciones que permiten señalar la posibilidad de un deslizamiento futuro. El desafío entonces es distinguir, por una parte, esos factores intrínsecos de los suelos y

rocas que hacen propicia una inestabilidad; y por la otra, los factores externos, tales como una lluvia intensa, que hacen el resto para que suceda la falla de una ladera. Ambos factores son susceptibles de medirse, y al cuantificarse, dan elementos para juzgar acerca del riesgo, o no, de un deslizamiento, nos relata **Maciñeira** (2004, pág. 12) en su Investigación: Estabilidad de los Morros en talud – La Coruña , España.

El estudio de estos peligros relacionados con la inestabilidad de laderas involucra la participación de grupos interdisciplinarios de especialistas, quienes analizan no sólo el proceso como tal, sino también los efectos socioeconómicos derivados. El primer paso para reducir reducir los efectos dañinos causados por estos fenómenos naturales consiste en difundir el conocimiento y fomentar la cultura entre los habitantes de una nación acerca de ellos, menciona **Maciñeira** (2004, pág. 15) en su Investigación: estabilidad de los Morros en talud – La Coruña, España.

La historia del desarrollo de la técnica constructiva de taludes de tierra y de los métodos de análisis de las mismas es uno de los tantos ejemplos en apoyo de la afirmación anterior; hoy gracias al aporte de la Mecánica de Suelos al análisis de taludes, entre otras razones se constituyen doquiera presas que hace apenas 30 ó 40 años se estimarían imposibles de realizar.

Es preciso hacer una distinción de importancia, mientras los problemas teóricos de la estabilidad de los taludes distan de estar resueltos y constituyen un reto para los investigadores de mecánica de suelos, los aspectos prácticos del problema están mejor definidos; hoy se construyen taludes muy importantes con factores de seguridad muy bajos, lo cual es indicativo de que los métodos actuales, si bien poco satisfactorios teóricamente, funcionan bastante bien en la práctica; es más, cuando tales métodos se han aplicado cuidadosamente tras haber investigado correctamente las propiedades de los suelos, la posibilidad de una falla de consecuencias ha demostrado ser realmente muy pequeña.

2.6 Hipótesis a demostrar

El problema formulado nos lleva a plantearnos la siguiente hipótesis:

Si se realiza de manera adecuada los estudios básicos de ingeniería en los aspectos de Topografía, Geotecnia, Geología e Hidrología y los registros del Programa de

monitoreo in situ del deslizamiento, se obtendrá los parámetros necesarios que nos permita utilizar Técnicas de Diseño y Construcción óptimos para la Estabilización del Talud por Deslizamiento Rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Empalme PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja – Chazuta.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Materiales

3.1.1 Recursos Humanos

01 Tesista Investigador

01 Asesor Docente de la F.I.C.A

01 Co asesor Docente de la F.I.C.A

01 Técnico de Laboratorio de Mecánica de Suelos (UNSM-T).

01 Topógrafo

Observaciones y sugerencias brindadas por los miembros del Jurado Evaluador.

3.1.2 Recursos Materiales

Software (Microsoft Office, entre Otros).

Software (Auto cad 2015, S10, Microsoft Project, etc.).

Materiales de almacenamiento de datos (USB, CD) cartuchos de tinta para impresora, papel bond A4, lapiceros y otros.

Textos especializados referentes al tema contemplado en el Marco Teórico, apuntes de clases de los Ciclos Académicos en la UNSM-T.

Ensayos de Mecánica de Suelos (Corte Directo) en el Laboratorio Especializado de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura.

Levantamiento Topográfico del tramo en estudio

Planos topográficos de detalle de toda la zona del talud a evaluar.

Movilidad y viáticos.

3.1.3 Recursos de equipos

Laptop para la digitación, cálculo y diseño de la investigación.

Estación Total y GPS para levantamiento topográfico.

Cámara fotográfica.

Impresora, para la impresión del Informe del Proyecto de Ingeniería.

Plotter para la impresión de planos topográficos.

3.1.4 Otros recursos

Vehículo

Combustible

Fotocopias

Internet

3.2 Metodología

3.2.1 Universo, Muestra, Población

3.2.1.1 Universo

Está conformado por la información de estabilización de taludes de las Carreteras Departamentales del país.

3.2.1.2 Población

Como población se consideró la información de estabilización de taludes de las Carreteras Departamentales de la Región San Martín.

3.2.1.3 Muestra

Corresponde a la toma de información del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106, Tramo Emp. PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja – Chazuta.

3.2.2 Sistema de Variables

Las variables respecto al tipo y nivel de la presente investigación son las siguientes:

3.2.2.1 Variable independiente

Estudios básicos de ingeniería en los aspectos de Topografía, Geotecnia, Geología e Hidrología, los registros del Programa de monitoreo in situ obteniendo la información necesaria para la solución del deslizamiento rotacional.

3.2.2.2 Variable dependiente

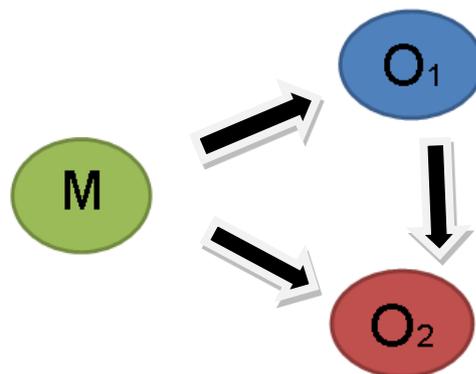
Técnicas de Diseño y Construcción considerando los resultados de los estudios básicos para estabilizar el talud por deslizamiento rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Emp. PE-5N (Puente Colombia)-Shapaja-Chazuta.

3.2.3 Diseño Experimental de la Investigación

“Investigación Descriptiva – Aplicativo”; nivel: básico.

En el proyecto se consideran las variables independiente y dependiente, la primera consta de los Estudios de ingeniería y los resultados del programa de monitoreo in situ que complementariamente será utilizado para determinar la Técnica de diseño y construcción, para de esta manera proponer la alternativa de solución para estabilizar el talud del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Emp. PE-5N (Puente Colombia) - Shapaja – Chazuta.

Nuestra investigación adopta el siguiente diseño:



Esquema N° 3. 1 : Esquema del Diseño Experimental de la Investigación

Fuente: Elaboración Propia

Donde:

M = Propuesta de Estabilización del talud por deslizamiento rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Emp. PE-N (Puente Colombia) – Shapaja – Chazuta.

O1 = Estudios Básicos de Ingeniería y los registros del Programa de monitoreo in situ que nos permitirá obtener los parámetros necesarios para la solución del deslizamiento rotacional.

O2 = Técnicas de Diseño y Construcción óptimo para proponer la alternativa de solución para estabilizar el talud por deslizamiento rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Emp. PE-5N (Puente Colombia) - Shapaja – Chazuta.

3.2.4 Diseño de Instrumentos

Con la finalidad de brindar el soporte científico, técnico y tecnológico a esta investigación se ha procedido a efectuar lo siguiente:

Se procedió a recopilar la información bibliográfica existente en los textos relacionados y especialidades relacionados al tema.

En una primera etapa, se desarrollaron los estudios básicos en los aspectos de Topografía, Geología – Geotecnia, Hidrológicos y los registros del programa de monitoreo in situ del deslizamiento rotacional.

En el campo se ha procedido a recopilar información en la zona de estudio, con la finalidad de realizar el diagnóstico de la situación y problemática existente.

En una segunda etapa se evalúa el proyecto con el Método de Fellenius o Método Sueco que nos permitirá encontrar el Factor de seguridad, este parámetro es empleado para conocer cual es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña.

Finalmente en la tercera etapa se realizó el desarrollo de la Técnica de diseño y construcción con la cual se estabilizará el talud superior de la zona en estudio.

3.2.5 Procesamiento de Información

3.2.5.1 Estudios Básicos de ingeniería

3.2.5.1.1 Estudio Topográfico

3.2.5.1.1.1 Introducción

El presente estudio topográfico detalla el proceso de campo y trabajos de gabinete realizados para obtener los planos topográficos del terreno e infraestructura de las obras de arte a proyectar en la zona de estudio progresiva km 08+000, distrito de Shapaja, provincia de San Martín, departamento de San Martín; todo esto con la finalidad de plantear el proyecto de tesis: "Propuesta de Estabilización del talud por deslizamiento rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106, Tramo Emp. PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja - Chazuta", de manera que la vía recupere las condiciones de transitabilidad, permitiendo el tráfico vehicular sin interrupciones de manera fluida y cómoda para los usuarios de la carretera.

3.2.5.1.1.2 Objetivo del estudio topográfico

El estudio topográfico tiene como objetivo principal determinar las características geométricas actuales del terreno principalmente en su alineamiento horizontal y vertical, a fin de conocer sus características técnicas que sirvan de información referencial para el estudio del tramo progresiva km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Emp. PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja - Chazuta.

3.2.5.1.1.3 Definiciones

3.2.5.1.1.3.1 Aspecto físico

En el presente estudio topográfico se desarrolló el levantamiento de campo del relieve del terreno de la zona en estudio, así como la pendiente y accidentes topográficos; además se han establecido PUNTOS DE CONTROL HORIZONTAL Y VERTICAL en todo el terreno. En toda la zona se ejecutaran obras de estabilización del talud del deslizamiento rotacional ocurrido en el tramo, se proyectaran obras de arte como alcantarillas y cunetas como parte del sistema de drenaje de las aguas de las precipitaciones pluviales que se presentarían en la zona.

3.2.5.1.1.3.2 Planos

Contiene la siguiente información: planimetría, altimetría y datos técnicos del Levantamiento Topográfico.

A. Información Planimetría en General

Topografía del Terreno.

Ubicación de zonas donde se proyectan las estructuras de obras de arte.

Ubicación de banquetas que se proyectaran.

B. Información Altimétrica

Se consignan curvas de nivel a cada 5.00 m, la cota de las curvas están respecto al nivel del mar.

C. Datos Técnicos

Cuadro Técnico de los vértices de la Poligonal cerrada.

Cuadro Técnico de Estaciones Topográficas (coordenadas UTM y cotas m.s.n.m.).

3.2.5.1.1.4 Ubicación Geográfica

El Proyecto de tesis: Propuesta de estabilización del talud por deslizamiento rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental ruta SM-106, Tramo Emp. PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja - Chazuta se localiza en la progresiva km 08+000 de la vía, distrito de Shapaja, provincia de San Martín, Departamento de San Martín.

La ubicación geográfica se encuentra entre las coordenadas UTM, el punto de inicio km 08+000 (9272245.126 N; 361407.010 E) y el punto final km 08+300 (9272048.986 N; 361681.845 E).

3.2.5.1.1.5 Personal y Equipo utilizado

Teniendo en cuenta los antecedentes mencionados y los requerimientos para el Estudio se realiza el levantamiento topográfico en el cual para la ejecución del presente trabajo se contó con el siguiente personal y equipo:

3.2.5.1.1.5.1 Personal

01 Jefe de estudio (Tesisista)

01 Topógrafo
02 Prismeros
01 Cadista
02 Ayudantes
01 Chofer

3.2.5.1.1.5.2 Equipos

01 Camioneta rural
01 Estación Total LEICA Modelo Tc 407
01 Trípode metálico LEICA para Estación
02 Bastones
02 Porta prisma
02 Prisma
04 Radios Walkie Talkie, Motorolas
GPS Navegador GPS MAP 76CSx
Cámara Fotográfica Digital
01 Laptop
Equipo de Software (AutoCad Civil 3D, Microsoft Office, etc.)
Winchas cortas y de 60mt
Pilas Recargables, extensiones eléctricas

3.2.5.1.1.6 Metodología

3.2.5.1.1.6.1 Descripción del terreno

El área en estudio comprende:

Perímetro de la zona en estudio.

Relieve de alrededores.

Puntos de control horizontal y vertical en todo el área del terreno del tramo en estudio.

3.2.5.1.1.6.2 Trabajo de campo

Luego del procedimiento de reconocimiento de campo se procedió a ubicar y monumentar en las zonas estratégicas los puntos de control poligonal y el BM, de donde se realizó el levantamiento topográfico del área del tramo en estudio.

Para los trabajos de levantamiento topográfico de las obras a proyectar se siguió el siguiente procedimiento:

Apoiados en los vértices y las poligonales de control, se levantaron en campo todos los detalles planímetros compatibles con la escala de presentación de las obras a proyectar, tales como: Estabilización del talud superior del deslizamiento rotacional como la construcción de un sistema de banquetas, construcción de obras de arte como parte del sistema de drenaje como alcantarillas y cunetas. Para ello se hizo uso de la estación total los cuales apoyaron en una red de poligonales ajustadas y calculadas previamente.

Se caracterizaron todos los puntos bajos y puntos altos, tomados a partir de la lectura de puntos intermedios entre las plantillas.

Toda la información obtenida se ha procesado empleando programas con un software de cálculo en el caso de la estación total (indicando en el equipo de software utilizado).

Los puntos de coordenadas y con el empleo de los programas indicados en el punto número 2, se procedieron a modelar las superficies topográficas para finalmente obtener las curvas de nivel.

Estos trazos que generan los planos, han sido procesados en dibujos sectorizados en AutoCAD Civil 3D, los archivos están en unidades métricas los puntos son incluidos como bloques en la capa 0 y controlada en tres tipos de información básica (número de punto este, norte, elevación, y descripción) PENZD.

El Levantamiento topográfico se llevó a cabo los días miércoles 11 y jueves 12 de Marzo del año 2016 con una Estación Total LEICA Modelo TC 407 con la capacidad de tomar puntos sin la utilización del prisma hasta una distancia de 2000 m con condiciones de reflectividad mayores al 95%. El equipo fue manipulado por un topógrafo profesional y se tomaron 65 puntos en 02 cambios de estación.

3.2.5.1.1.6.3 Trabajo de gabinete

3.2.5.1.1.6.3.1 Procesamiento de Datos

Toda la información se trabajó en software Topográfico (Autocad Civil 3D 2015 y Microsoft Excel) y se procedió al dibujo de los planos.

La información visualizada en el Software.

Los datos de los puntos medidos en campo de la poligonal, se ajustó y compensaron los errores obteniéndose los puntos más aproximados a los reales y con error mínimo.

Una vez ajustados se procedió a el procesamiento de los puntos en AUTOCAD CIVIL 3D, programa con el cual se realizó la edición de la superficie de terreno y la presentación de las curvas de nivel requeridos.

Las coordenadas de los puntos de la poligonal son:

Cuadro N° 3. 1: Puntos de apoyo y Bench Mark

PUNTOS DE APOYO Y BENCH MARK				
NRO	EST.	ESTE	NORTE	COTA m.s.n.m.
1	SCH-05,1	361407.010	9272245.126	232.322
2	SCH-05,2	361681.845	9272048.986	240.355

Fuente: Elaboración Propia.

3.2.5.1.1.6.3.2 Cálculo del Perímetro y Área

Los cálculos de los perímetros y áreas se realizaron en el programa de dibujo AutoCad Civil 3D con una precisión confiable.

Toda la información del levantamiento almacenada durante la jornada de trabajo, se transferían a una computadora y luego fueron procesados en el programa AutoCad Civil 3D, garantizando de esta manera el avance del levantamiento, verificando que se tomaron los puntos necesarios para representar la topografía del área de estudio.

3.2.5.1.1.6.3.3 Trazo de la Curvas de Nivel

Las Curvas de Nivel de la zona fueron realizadas a través del software topográfico Autodesk Civil 3D 2015, el cual genera las curvas de nivel con las tolerancias y rangos manejables por el usuario, en esta etapa se edita la red irregular de triángulos (TIN) buscando que el terreno natural tenga la mejor representación a la realidad.

Para el presente trabajo la equidistancia de las curvas de nivel en el plano topográfico es de cada 5.00 metros.

3.2.5.1.1.6.4 Datos del terreno

3.2.5.1.1.6.4.1 Área y Volumen del terreno a estabilizar

La información obtenida del levantamiento topográfico es la siguiente:

Área a estabilizar: 81,289.64 m².

Volumen del deslizamiento: 300,324.84 m³.

Corte y perfilado de Banquetas: 155,349.18 m³.

3.2.5.1.1.6.4.2 Tipo de terreno y pendiente

Se ha realizado la recopilación de datos de todo del tramo en estudio, con la ayuda del levantamiento topográfico realizado se ha obtenido el tipo del terreno que varía de plano a ondulado y tiene una pendiente mínima de 0.50 y una máxima de 4.4%, según se muestra en el cuadro N° 3.2.

Como datos topográficos generales del tramo de talud estudiado se encontró una altura promedio de 32 m y una pendiente promedio de 55° según el levantamiento realizado, ver Anexo N° 06: Planos Generales

Cuadro N° 3. 2: Tipo de terreno y pendientes

Progresiva		Tipo de terreno	Ancho superficie de rodadura c/250 m	Pendiente %	
Del Km	Al Km			Máx.	Mín.
7+750	8+000	PO	6.50	4.40%	1.90%
8+000	8+250	PO	6.50	3.40%	1.70%
8+250	8+500	O	6.50	3.10%	0.50%

Fuente: Elaboración Propia

3.2.5.1.1.6.5 Descripción del tramo en estudio

3.2.5.1.1.6.5.1 Elementos del tramo km 08+000 al km 08+300

Para el presente estudio se han considerado las siguientes características técnicas:

Ruta	: SM-106
Categoría	: Tercera Clase
Tramo	: Km. 08+000 al Km. 08+300
IMD	: 349 veh/día
Clasificación por su Función	: Carretera de la Red Vial Departamental
Clasificación por el Tipo de Relieve	: Plano – Ondulado
Clasificación por el Tipo de Clima	: Carretera en Zona Muy Lluviosa (Selva)
Clasificación por el Tipo de Obra:	Estabilización de talud por deslizamiento rotacional.
Velocidad Directriz	: 35 Km/h
Radio Mínimo	: 100.00 m
Radio Máximo	: 140.00 m
Ancho de Calzada	: 6.50 m
Bermas	: 0.20 m
Plataforma a nivel de sub rasante	: 7.00 m
Cunetas triangulares a proyectar	: 1.29 m x 0.50 m revestidas de concreto
Alcantarillas a proyectar	: 02 unidades (Ø= 36")
Nivel del Pavimento	: Afirmado (base granular e= 0.20 m)
Pendiente Mínima	: 0.50% min.
Pendiente Máxima	: 4.40% máx.
Talud para material suelto y rocas (Banquetas):	1: 2.5

3.2.5.1.2 Estudio Geológico - Geotécnico

3.2.5.1.2.1 Introducción

El presente estudio Geológico – Geotécnico tiene el propósito de dar a conocer al testista de la Propuesta de estabilización del talud por deslizamiento rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106, Tramo Emp. PE-5N (Puente Colombia) - Shapaja - Chazuta, sobre las características y propiedades físico mecánicas del terreno que servirá de soporte a la superficie de

rodadura del tramo a estabilizar en el km 08 de la carretera, así como de las características del suelo donde se construirán obras de drenaje para las escorrentías que desembocan en la parte inferior del tramo en estudio.

En base al reconocimiento geológico y la interpretación y análisis de las pruebas de mecánica de suelos, se hace una evaluación geotécnica del comportamiento del terreno así como sobre la calidad de los materiales para ser empleados en los terraplenes, base y sub base y para preparar mezclas de concreto.

3.2.5.1.2.1.1 Objetivos

Determinar las características de la geología en el tramo en estudio.

Determinar los parámetros físicos para la clasificación del suelo y descripción de perfil estratigráfico al nivel de la cimentación del terreno.

Conocer los parámetros mecánicos y algunos parámetros químicos sobre el comportamiento del terreno.

Determinar las características de calidad de los materiales a ser usados en el tramo de la vía.

Establecer las recomendaciones geotécnicas para el diseño del nuevo trazo de la vía.

3.2.5.1.2.1.2 Reconocimiento del área del estudio

A. Ubicación

El área de estudio se encuentra ubicada entre la progresiva km 08+000 al km 08+300 de la carretera Emp. PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja - Chazuta, en el ámbito del Distrito de Shapaja, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín.

La Carretera Departamental Ruta SM-106, se inicia en el km 0+000 en el ovalo del Puente Colombia en la margen izquierda del río Mayo, continuando por la margen izquierda del río Huallaga hasta la localidad de Chazuta (29+896 km).

B. Vías de acceso

El acceso a la zona de estudio es a través de la Carretera Fernando Belaúnde Terry (Ex Marginal) hacia el Sur (Tarapoto – Juanjui), hasta el Km. 15 (Empalme PE – 5N) en el Puente Colombia, el cual es el punto de inicio (0+000) de la carretera, ingresando hacia la izquierda pasando por la localidad de Shapaja (07+000), para luego llegar al km 08+000 lugar del proyecto de investigación a través de una carretera asfaltada.

C. Fisiográfica

La carretera departamental y el tramo en estudio según la fisiográfica regional se desarrolla en el flanco oriental de los cerros a los cuales el río Huallaga corta antes de llegar al llano Amazónico. La zona es una región semimontañosa de pendientes moderadas, donde el río forma un valle fluvial estrecho.

Las formas del relieve guardan una relación directa con la litología de las formaciones rocosas existentes, topográficamente las altitudes al inicio de 232.322 msnm y 240.355 msnm, son las que determinan las características del terreno de la vía.

3.2.5.1.2.2 Estudio Geológico a lo largo del tramo

3.2.5.1.2.2.1 Geología General

3.2.5.1.2.2.1.1 Geomorfología

Como unidades geomorfológicas expuestas en la zona del tramo encontramos geoformas resultantes de los procesos de levantamientos de bloques por acción de fallas inversas asociadas en fallas normales en el basamento de rocas mesozoicas, la geomorfología tiene las siguientes formas:

A. Montañas Longitudinales

La faja subandina tiene como rasgo característico la de presentar cadenas de montaña longitudinales, que constituyen las mayores elevaciones. Conformando un conjunto de cerros con alineamiento general NO - SE, los que en gran parte del trazo de la carretera son cortadas por cursos de quebradas de corto recorrido, ocasionado paredes escarpadas.

B. Flancos o Laderas

Constituyen una franja estrecha de pendientes fuertes y moderadas que hacia la parte oriental al Este de Chazuta constituyen paso transicional a la llanura Amazónica y al

inicio del tramo de la carretera Shapaja-Chazuta en la depresión Intramontañosa se extienden a lo largo de la carretera Tarapoto-Juanjui.

C. Valles Fluviales

Conformado por la confluencia del río Mayo con el río Huallaga, que en el tramo de la carretera, el Huallaga al cortar la cadena montañosa, forma un valle estrecho, malos pasos y pongos antes de llegar a la llanura Amazónica.

3.2.5.1.2.2.1.2 Estratigrafía

Las unidades lítoestratigráficas en la franja del tramo de la Carretera Puente Colombia - Shapaja - Chazuta, las unidades expuestas son rocas sedimentarias con edades comprendidas desde el Jurásico superior hasta el cuaternario.

A. Formación Sarayaquillo (Js-s)

En el área de la carretera esta unidad aflora entre los Km 15 al 20 partir de las progresivas 15+500 al 20+300. La litología predominante son estratos consistentes de areniscas rojas y marrón rojizas y gris rojizas intercaladas con areniscas limolíticas y lodolitas; los estratos de areniscas son de más de 50 cm. de espesor, macizos y resistentes a la erosión. En cambio los de estratos de limolitas y limoarcillitas son más fáciles de erosionarse, dando lugar a suelos limoarcillosos.

B. Formación Cushabaty (Ki-C)

En el área de la carretera esta unidad se expone en el flanco izquierdo de la carretera entre los kilómetros 21 y 22. La litología consiste de estratos de arenisca cuarzosa (cuarzoarenitas), intercaladas con limo- arcillitas grises las cuarzoarenitas tiene coloraciones blanco amarillentas, marrón rojizas, las limoarcillitas son de color gris oscuro y gris verdosas con laminaciones.

El ambiente de sedimentación de esta formación representa una secuencia transgresiva sobre la formación Sarayaquillo.

C. Formación Agua Caliente (ki-ac)

En el área de la carretera esta unidad se presenta en los cortes de la carretera entre los kilómetros 12 y 14. La litología está conformada por estratos de cuarzoarenitas y limoarcillitas. Las cuarzo-arenitas son de grano grueso; las limoarcillitas tiene color gris oscuro, estratos de mediano espesor y delgados las areniscas presentan una buena selección, escasa matriz limolítica con cuarzo hialino en forma subredondeada como componente principal.

El ambiente de sedimentación es fluviodeltaico transicional vinculado a una leve regresión durante el Albiano inferior a medio, durante el cual se acumularon sedimentos de la formación Esperanza infrayacente (Ki-e), que no se observó en el área de estudio.

D. Formación Chonta (kis-ch)

La litología de esta formación se caracteriza por presentar una parte superior que es la más gruesa de la sección constituida de lutitas gris oscuras fisibles masiva fosilífera, alguna con intercalaciones de delgadas capas de caliza de color gris oscuro. El miembro intermedio contiene las misma lutitas y calizas; Pero el contenido de calizas aumenta con respecto al miembro superior, el miembro inferior consiste de calizas ligeramente bituminosas en capas de espesor medio y grueso.

E. Formación Vivian (Ks-v)

Se compone de areniscas cuarzosas blancas de grano fino a medio, bien seleccionadas, friables, con poca matriz arcillosa, en estratos medianos a gruesos, en la parte superior pueden encontrarse lutitas y limonitas negras a grises, algo carbonosas y en estratos delgados .

En el área de estudio de interés tramo km 08+000 se presentan aflorando en el corte de la quebrada Esteros al Este de Shapaja.

El ambiente de sedimentación de esta formación, se muestra como un depósito litoral sobre una superficie denudada levemente inclinada al oeste.

El paso del Mesozoico al Cenozoico representados en la selva alta por las formaciones Vivian del cretáceo y los sedimentos de las formaciones Chachiyacu, Huchpayacu, Casa Blanca, propio de un ambiente regresivo del mar respecto al continente, estos últimos no se han identificado en la zona de la carretera.

Las formaciones del periodo Cenozoico del Terciario Inferior y Medio, representados por las formaciones Yahuarango (P-y) y Chambira (PN-ch) y el Terciario Superior representado por la formación Ipururo (N-I), se encuentran aflorando en los primeros 8 Km. y los Km. 25 al 29, extendiéndose al Norte y Este de Chazuta (ver Mapas Geológicos en el anexo N° 8.5.2).

Período Terciario Inferior y Medio

a. Formación Yahuarango (P-Y)

La litología de esta formación se caracteriza por estratos de lodolita y areniscas de color rojo oscuro, limolitas rojo púrpura, algunas grises con venillas de yeso.

Las areniscas son subarcosicas y grawacas rojizas; en conjunto los estratos de esta formación generan terrenos de relieve suave y moderada pendiente.

b. Formación Chambira (PN-ch)

La secuencia de capas rojas de la formación Chambira, consiste principalmente de lodolitas rojas a púrpura con limolitas en capas gruesas que se intercalan con areniscas rojas. Las areniscas de esta unidad se describen como grawacas o areniscas líticas, subarcósicas de grano medio a grueso, el espesor de toda la formación es de más de 1500 metros.

Entre las rocas continentales del terciario inferior y medio, se presentan estratos sedimentarios propios de una trasgresión marina, que interrumpen la acumulación de capas rojas continentales, que le dan carácter salobre a los sedimentos de este periodo. En la zona del trazo no se ha identificado la formación pozo (P-p).

Período Terciario Superior

a. Formación Ipururo (N-I)

Esta formación, está ampliamente distribuida a ambos lados de la cadena subandina, presentando un relieve moderado de terrazas, disectadas por quebradas de corto recorrido.

La litología de esta formación, se caracteriza por estar constituida principalmente de areniscas gris claras a marrones con tonalidades cremas tenues las que están intercaladas con lodolitas y limoarcillitas marrón rojizas y abigarradas así como con algunos niveles conglomeraditos y brechoidos.

Las capas de areniscas tienen espesores de 2 a 30 metros son de mineralogía subarcósica con cemento de calcita, con granos subredondeados a redondeados a grano grueso.

Periodo Cuaternario

Los depósitos sedimentarios del periodo cuaternario, simbolizado en el mapa geológico: (Qh-al) y (Qh-fl), son de escasa distribución en la zona de estudio, presentándose como una delgada faja al Nor-Oeste de Shapaja y Chazuta, siendo de una mayor significación los depósitos de sedimentos fluviales de las quebradas afluentes por la margen izquierda del Río Huallaga.

Los procesos de acumulación predominante en el sector subandino son de tipo fluvial y aluvional, que dan lugar a conos de deyección y conos de escombros; también tiene cierta importancia los procesos de meteorización por acción biológica que permite la presencia de suelos residuales, como se puede observar en el Tabla N° 3.1.

Tabla N° 3.1: Formaciones Geológicas del trazo de carretera

COLUMNA ESTRATIGRAFICA DE FORMACIONES GEOLOGICAS EN EL TRAZO						
ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDAD	SIMBOLO	TRAMA	LITOLOGIA
CENOZOICO	CUATERNARIO	HOLOCENO	Deposito fluvial	Oh-fl		Gravas con arenas y limos
			Deposito aluvial	Oh-al		Arenas y limos
		PLEISTOCENO	Deposito coluvio aluvial	Oh-c,al		Arenas, limos y conglomerados
	TERCIARIO	PLIOCENO	Fm.Ucayali	Nq-u		Arenas limosas y conglomerados
		MIOCENO	Fm.Ipururo	N-i		Areniscas líticas subarcóicas con lodolitas
		OLIGOCENO	Fm.Chambira	P-ch		Lodolitas abigarradas rojizas con limonitas y areniscas
		EOCENO	Fm.Pozo	P-p		Lodolitas abigarradas intercaladas con lutitas de color gris claro
		PALEOCENO	Fm.Yahuarango	P-y		Lodolitas, areniscas y limolitas rojizas a púrpura presenta venillas de yeso
			Fm.Cachiyacu,huchpayacu, Casa Blanca	Ks-ca.hu,cb		Areniscas cuarzosas, lodolitas y lutitas grises fosilíferas
MESOZOICO	CRETACEO	SUPERIOR Y MEDIO	Fm.Vivian	Ks-v		Areniscas cuarzosas bien seleccionadas con lutitas y limonitas en la parte superior
			Fm.Chonta	Kis-ch		Lutitas y lodolitas gris clara a oscura, limoarcillitas, margas y calizas gris clara en la parte inferior
		Fm.Agua caliente	Ki-ac		Areniscas cuarzosas blanca de grano grueso a fino intercaladas con lutitas gris oscura y limolitas amarillenta	
		Fm.Esperanza	Ki-e		Limoarcillitas gris verdosa y gris oscuras intercaladas con calizas y lutitas	
		INFERIOR	Fm.Cushabacay	Ki-c		Areniscas cuarzosas blanca de grano grueso a fino en estratos gruesos intercalados con lutitas y limolitas
	JURASICO	SUPERIOR	Fm.Sarayaquillo	Js-s		Limolitas y lodolitas rojas a marrones en la parte superior, areniscas arcóicas con matriz limo arcillítica en estratos gruesos

Fuente: Informe Especial – Estudio Geología y Geotecnia (DRTC-SM- 2008). Elaboración propia

3.2.5.1.2.2.1.3 Geología Estructural

La secuencia estratigráfica de la zona de estudio es fuertemente deformada, mostrando un plegamiento moderado con fallas que afectan rocas sedimentarias del mesozoico – cenozoico. El rumbo general de las estructuras es N (30°-50°) O, localmente se observan de N70°E a E-O, originados por los mismos esfuerzos de deformación de las fallas principales.

Como rasgos estructurales de la Geología Regional encontramos:

Domos

Pliegues longitudinales y oblicuos

Sinclinales y anticlinales

Fallas longitudinales

Las fallas principales siguen la misma tendencia regional que los pliegues longitudinales (NO - SE), las fallas son tipo inverso, normal y de rumbo; entre las más cercanas a la carretera entre Puente Colombia y Chazuta tenemos a:

Falla Aguano Muyuna de rumbo promedio N50°O buzamiento de ángulo moderado a fuerte, se extiende en 100 Km de longitud y pone en contacto areniscas rojizas de la Formación Sarayaquillo con rocas más jóvenes del Cenozoico.

Falla Shapaja – Sauce es de tipo inversa de alto ángulo con rumbo N40°O, pone en contacto a rocas Cretácicas de la Formación Chonta con rocas del Terciario de la Formación Yahuarango, cruza el río Huallaga a la altura de Shapaja prolongándose hasta Sauce, falla de interés para nuestro estudio.

3.2.5.1.2.2.1.4 Procesos de Geodinámica Externa.

En el área del tramo de la carretera existen procesos naturales activos, los que podrían repercutir en la seguridad y el mantenimiento periódico de la carretera, por lo cual es importante tomarlos en cuenta en la presente etapa de estudio, se tiene los siguientes procesos geodinámicos:

A. Erosión Fluvial

El curso del río Mayo en 4 km. Antes de su desembocadura en el río Huallaga, tiene una importante actividad erosiva tanto en su cauce como por las salidas de sus aguas en las zonas de topografía baja en relación a la carretera, como se pudo observar en la progresiva 1+200 por incremento del caudal de sus aguas en un tramo de 200 m el río inunda la vía, caso similares se presentan en la cercanía de Shapaja y Chazuta por el incremento del caudal del río Huallaga.

Es importante destacar la erosión natural de los cauces por los ríos y quebradas tributarias en la margen izquierda del río Huallaga, tiene una acentuada actividad erosiva lo cual se debe tener en cuenta en la construcción de obras hidráulicas y drenajes de la carretera.

B. Proceso Tectónico

La carretera por estar en el área de influencia de dos fallas longitudinales: Falla Shapaja y Falla Aguano Muyuna ambas de orientación NO-SE; además la presencia de las fallas da lugar al emplazamiento de domos salinos como los de Pilluana, Sachapapa, Chipaota que son los más cercanos, la presencia de las fallas y domos salinos determinan el comportamiento de inestabilidad en el terreno al generarse esfuerzos tensionales y compresionales en las rocas adyacentes, los que a su vez están en relación directa con el grado de sismicidad de la zona.

C. Meteorización de las Rocas

La alteración química de las rocas por los procesos naturales de meteorización y edafización, que pone en evidencia a la roca madre originaria del suelo en los lugares donde se encuentran suelos residuales, sobreyaciendo a estratos rocosos en la secuencia estratigráfica de la zona; Estos procesos actúan tanto por las condiciones naturales existentes caso de la presencia de areniscas alteradas y fracturada, que al estar Inter. Estratificada con lodolitas y arcillitas, muy susceptible a la abundante Humedad de la zona; presentan un alto grado de meteorización así mismo al mal uso de las áreas de laderas con fines agropecuarios acelera el movimiento en masa de las rocas.

D. Erosión Antrópica

Las laderas empinadas en la zona montañosas en ambos márgenes del río Huallaga, están siendo mal utilizadas según la aptitud del uso de los suelos; y considerando que la carretera se desarrolla en una zona de angostamiento del Valle, llamado también zona de encañonamiento el río Huallaga, corta los cerros de la cadena subandina, en este tramo sufre una brusca pérdida de pendiente, formando los rápidos: Estero, Chumia y Baquero.

La causa de la aceleración de los deslizamientos y derrumbes frecuentes en la zona, debido tanto a factores topográfico, litológico y del uso de terreno por la actividad agropecuaria, este último acelera los procesos naturales mencionados que afectan a la estabilidad de la vía.

3.2.5.1.2.2.1.5 Sismicidad

Por su ubicación la zona del proyecto de investigación se enmarca en una zona de sismicidad moderada la cual forma parte de la faja sismo tectónica nor oriental. De acuerdo a la carta de zonificación sísmica, la carretera se encuentra en un área de intensidad menor de V en la escala modificada de MERCALLI, no obstante el último sismo que afectó la localidad de Lamas, este tuvo una intensidad cercana a VII.

La zonificación sismo tectónica del nor oriente peruano, presenta 4 unidades bien diferenciadas, ubicando la zona del estudio en la región 3.

La sismotectónica afecta las rocas sedimentarias del mesozoico, marcadamente a las formaciones supra terciarias, controladas por el fallamiento regional.

3.2.5.1.2.2.2 Geología y Geotecnia a lo largo del trazo

3.2.5.1.2.2.2.1 Descripción del perfil Estratigráfico del Suelo.

A lo largo de la carretera, se excavaron 30 calicatas ubicadas convenientemente a ambos lados de la plataforma actual, con el propósito de establecer la relación entre el material suelo suelto y el subsuelo rocoso.

Los resultados de las pruebas del laboratorio, permite determinar los siguientes tipos de suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelo SUCS y ASSTHO, para

la clasificación se consideraron los horizontes o capas **b** y **c** del perfil, habiéndose descartado la capa superficial **a**, la cual solo se describe por la apreciación de campo.

A. Primer Tramo del Km. 0 + 000 al Km. 9 + 300 (Tramo de interés del estudio).

a.1) De 0.000m a 0.90m de profundidad, se encuentra la capa de suelo vegetal con la presencia de raíces y apreciable proporción de materia orgánica, se descarta el uso para los fines del proyecto.

a.2) De 0.90 a 2.70m de profundidad, en este nivel estratigráfico se identifican las capas o horizontes b y c, las mismas que han sido ensayada y permiten la identificación de los siguientes tipos de suelo:

Arcilla inorgánica (CL), de color predominante marrón oscuro a marrón rojizo definidos por el límite líquido menor a 50% e índice plástico (IP) mayor de 7%, se presenta en la capa B de las calicatas (C-02, C-05, C06).

Limos inorgánicos (MH), son suelos de media a alta compresibilidad con un límite líquido mayor al 50% se presentan en la capa b de las calicatas C-03 y C-08.

Arenas limosas (SM); el contenido de finos varía en estos suelos 21.35% y 29.59% los que afectan la resistencia y la capacidad de drenaje de la fracción gruesa, forma la capa c en las calicatas C- 03 y C 08.

Arenas arcillosas y limosas (SM-SC), el contenido de finos en estos suelos es mayor que las arenas limosas antes mencionada, alcanzando el 36.78%, se presenta en la capa b de la calicata C-05.

Grava Arcillosa (GC), este suelo se presenta en la calicata C-01, el porcentaje de finos es de 72.27%, los fragmentos gruesos son angulosos de roca arenisca, por su origen es un tipo coluvio aluvial propio de laderas.

B. Segundo Tramo: Km. 9 + 300 al Km. 19 + 300.

b.1) De 0.00m a 0.80m de profundidad, corresponde a la capa de suelo vegetal, predominantemente es de textura arcillosa, contiene fragmentos de areniscas y limoarcillitas; se observa la presencia de raíces y el contenido de materia orgánica, corresponde al horizonte no muestreado.

b.2) De 0.80 a 2.80m de profundidad, en este nivel encontramos cuatro tipos de suelos:

Arcillas inorgánica (CL), de coloración pardo a gris oscuro con un límite líquido menor de 50% e índice plástico mayor a 7%, están formando las capas b en las calicatas C-11, C-12 y C-15; se de baja a media compresibilidad.

Arenas arcillosas y limosas (SC-SM), el contenidos de finos en estos suelos es de 48.81% en la calicata C-13 y 34.57% en C-18 ambas en la capa b.

Arenas limosas (SM), tienen un contenidos de finos de 35.61%, lo encontramos en la capa b de la calicata C-15.

Arenas arcillosas (SC), con un contenido de finos de un 41.25% mayor que en las arenas limosas anteriores, forma la capa b en la calicata C-17.

C. Tercer Tramo Km. 19 + 300 al Km. 29 + 700.

c.1) De 0.00 a 0.70m de profundidad, corresponde a la capa superior en el perfil del suelo, de textura predominantemente limosa, esta combinada con arcilla, arena y grava, tiene poca importancia para el estudio.

c.2) De 0.70m a 2.80m de profundidad, en este nivel encontramos cinco tipos de suelos:

Arenas limosas (SM), con 30.60% de finos y un índice plástico bajo de 1.95%, le encontramos en la capa b de la calicata C- 22.

Arenas arcillosas y limosas (SC-SM), cuyo índice de plasticidad varía entre 5.67 y 4.90 se presenta en la capa b en las calicatas C-23 y C- 24.

Limos inorgánicos (MH), el contenido de finos en estos suelos es alto de 98.44% y 98.60%, está formando la capa c en las calicatas C-25 y C-26, son suelos de elevada compresibilidad.

Grava limosa (GM), el contenido de finos es menor que en el suelo anterior, alcanzando el 26.93% y bajo índice plástico igual 1.16.

Arcillas inorgánicas (CL), de color marrón rojizo con una proporción de finos entre 99.05% y 90.05% en las calicatas C-29 y C-29 respectivamente.

Tabla N° 3.2: Ubicación de excavaciones para muestreo de suelos

Excavación	Ubicación	Profundidad	Nº de Capas	Coordenadas
------------	-----------	-------------	-------------	-------------

(calicata)	(Km.)	(m.)		X	Y	Z
C-01	0 + 500	1.30	02	356213	9272176	208.7
C-02	1 + 200	2.40	02	356461	9272832	195.8
C-03	2 + 800	2.50	02	357298	9273034	201.8
C-04	3 + 800	2.20	02	358284	9272987	209.2
C-05	5 + 180	2.20	02	359106	9272876	204.9
C-06	6 + 200	2.50	02	360005	9273147	209.9
C-07	7 + 300	2.70	02	361049	9272788	216.2
C-08	8 + 300	2.20	02	361911	9272426	230.4
C-09	9 + 300	2.60	03	362732	9272240	278.7
C-10	10 + 300	1.00	02	363461	9271838	260.2
C-11	11 + 200	2.10	02	364163	9271705	273.6
C-12	12 + 300	2.80	02	364886	9271757	257.5
C-13	13 + 300	2.50	02	365021	9271408	291.4
C-14	14 + 300	2.70	02	365313	9270718	304.6
C-15	15 + 500	1.70	02	365891	9270239	272.7
C-16	16 + 300	1.60	02	366075	9269713	238.8
C-17	17 + 300	1.30	02	366539	9269203	238.6
C-18	18 + 300	1.20	02	367389	9268744	203.7
C-19	19 + 280	1.20	02	368236	9268838	224.8
C-22	22 + 400	0.90	02	370486	9268817	262.8
C-23	23 + 300	1.20	02	371128	9268652	310.9
C-24	24 + 300	1.50	02	371705	9269285	244.1
C-25	25 + 300	2.00	03	372432	9269734	192.6
C-26	26 + 300	2.00	03	373130	9270305	192.4
C-27	27 + 300	2.80	03	373574	9271154	192.4
C-28	28 + 300	2.50	03	373751	9272134	188.5
C-29	29 + 300	2.50	03	374064	9273014	223.2
C-30	29 + 700	2.30	03	374093	9273364	226.4

Fuente: Informe Especial – Estudio Geología y Geotecnia (DRTC-SM, 2008)

Tabla N° 3.3: Resultados de las Pruebas de Laboratorio de suelos

Calicata	Muestra	Prof. (m)	Pasante por Malla			Límites de Consistencia			Clasificación	
			# 10	# 40	# 200	L. L.	L. P	I. P	SUCS	ASSTHO
C-01	b	0.50-1.30	93.50	90.59	67.66	35.05	22.97	12.08	GC	A-6(7)
C-02	b	0.40-1.70	98.05	89.78	56.45	32.17	22.37	9.80	CL	A-4(3)
	c	1.70-2.40	100.00	99.87	99.51	53.57	33.66	19.91	MH	A-7-5(20)
C-03	c	150-200	96.37	76.37	29.59	18.14	16.62	1.52	SM	A-2-4(0)
C-04	b	0.60-2.20	84.51	78.38	38.78	20.39	14.87	5.53	SC-SM	A-4(0)
C-05	b	1.10-2.20	82.50	76.20	36.78	19.24	14.16	5.08	SC-SM	A-4(0)
C-06	c	1.00-2.00	99.32	98.95	91.41	40.69	23.98	16.71	CL	A-7-6(17)
C-07	b	1.00-2.70	99.72	99.10	97.88	51.89	30.69	21.20	MH	A-7-5(20)
C-08	b	0.30-2.20	79.22	58.00	21.35	15.41	12.08	3.33	SM	A-2-4(0)
C-09	c	2.00-2.60	99.78	98.52	91.17	50.93	32.38	18.55	MH	A-7-5(20)
C-10	b	0.50-2.50	98.18	89.68	55.94	32.50	23.34	9.16	CL	A-4(3)
C-11	b	0.30-2.10	96.99	96.11	94.83	42.68	25.97	16.71	CL	A-7-6(18)
C-12	b	1.60-2.80	97.82	93.40	90.05	39.08	23.36	15.72	CL	A-6(15)
C-13	b	0.80-2.50	89.48	78.44	48.81	23.43	16.92	6.52	SC-SM	A-4(0)
C-14	b	0.60-2.70	93.23	89.59	76.19	38.76	25.01	13.75	CL	A-6(10)
C-15	b	0.20-1.80	75.70	65.06	35.61	17.52	15.42	2.10	SM	A-4(0)
C-16	b	0.30-1.50	99.56	84.31	24.88	16.85	14.44	2.41	SM	A-2-4(0)
C-17	b	0.30-1.50	99.06	94.01	41.25	24.70	16.16	8.54	SC	A-4(0)
C-18	b	0.30-1.50	81.67	76.78	34.57	20.25	15.65	4.60	SC-SM	A-2-4(0)
C-19	b	0.30-1.50	88.30	84.20	42.19	21.55	16.74	4.81	SC-SM	A-4(0)
C-22	b	0.20-0.90	90.68	83.03	30.60	17.45	15.50	1.95	SM	A-2-4(0)
C-23	b	0.50-1.50	90.18	81.46	41.29	21.74	16.07	5.67	SC-SM	A-4(0)
C-24	b	0.50-1.50	96.57	90.86	28.55	18.31	13.41	4.90	SC-SM	A-2-4(0)
C-25	b	0.50-1.50	99.73	99.17	98.44	52.12	29.65	22.48	MH	A-7-6(20)
C-26	b	0.30-1.50	100.00	99.90	98.60	52.84	29.67	23.18	MH	A-7-6(20)
C-27	c	1.50-2.80	47.35	38.43	26.93	20.35	19.19	1.16	GM	A-2-4(0)
C-28	b	0.50-1.90	99.94	99.05	90.73	45.75	25.35	20.40	CL	A-7-6(20)
	c	1.90-2.50	94.39	92.38	85.32	38.48	24.36	14.12	CL	A-6(13)
C-29	b	0.30-1.40	96.85	92.70	62.35	38.57	25.01	13.56	CL	A-6(7)
	c	1.40-2.50	93.63	90.05	67.70	35.74	22.49	13.25	CL	A-6(8)
C-30	b	0.70-2.00	99.16	94.79	59.59	35.32	23.82	11.50	CL	A-6(5)

Fuente: Informe Especial – Estudio Geológico y Geotecnia (DRTC-SM, 2008)

3.2.5.1.2.2.2 Interpretación de los Resultados de Suelos

De acuerdo a la tabla N° 3.2 y tabla N° 3.3, se tiene el siguiente análisis:

Los tipos de suelo clasificados, por su origen geológico son de tres clases, origen aluvial, coluvio-aluvial, residual.

Los suelos aluviales, aquellos depositados en las áreas de inundación de la red hídrica, en cuanto a su mineralogía tienen aporte de minerales de fuera del área donde se encuentran actualmente, caso de las arcillas y limos inorgánicos CL , MH y las mezclas de arenas arcillosas y limosas SC-SM.

Los suelos coluvio-aluviales, se presentan en las zonas de laderas entre la plataforma de la carretera y el río; en donde la pendiente entre la zona de laderas y la zona aluvial, encontramos suelos residuales que conservan las características de la roca madre u originaria del suelo.

Según las constantes físicas Granulometría y límites de consistencia de las partículas, podemos establecer las diferencias y usos de los materiales sueltos:

Fracción Grava Arenosa-Limosa (GM, SM); son suelos granulares no plásticos, con una apreciable proporción de finos, 30% en promedio que pueden ser utilizados como material de préstamo o relleno.

Fracción Limo-Arcillosa (SC-SM, MH); son suelos con características favorables para uso en forma combinada con suelos granulares caso del tipo SC-SM, el tipo MH tiene elevada proporción de finos son de alta plasticidad y compresibilidad media que limita sus características de uso.

Fracción Grava Arcilla Inorgánica (GC - CL); el índice plástico en estos suelos es de 9.80% y 20.40%, lo que les da características de suelos cohesivos, no apropiados como material de base o sub-base.

3.2.5.1.2.3 Aspectos Geotécnicos del Estudio

3.2.5.1.2.3.1 Generalidades

Con el objeto de caracterizar geotécnicamente a los materiales del suelo y subsuelo que serán la base de la carretera a rehabilitar, se llevó a cabo una campaña de reconocimiento de campo para identificar las formaciones rocosas y los tipos de suelo

existentes en el tramo de la carretera, para lo cual se ubicaron puntos convenientemente en el terreno en donde se realizaron excavaciones manuales (Calicatas), para la obtención de muestras del suelo para determinar las características del suelo y el subsuelo rocoso a lo largo de la carretera.

En el laboratorio de suelos y ensayo de materiales para agregados de concreto se efectuaron las siguientes pruebas:

Pruebas Básicas de Suelos

Análisis granulométrico por tamizado

Límites de consistencia (Límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad)

Gravedad específica de sólidos

Humedad natural

Índice de contracción en arcillas

Clasificación del tipo de suelo

Pruebas Especiales de Suelos

Corte directo uniaxial

Capacidad de soporte (CBR)

Determinación de Parámetros Químicos

Contenido de materia orgánica

Contenido de sulfatos

Parámetros del Substrato Rcoso

Densidad aparente

Resistencia a compresión uniaxial

Cohesión

Ángulo de fricción interna

Índice RQD

Índice RMR

3.2.5.1.2.3.2 Clasificación de los Materiales de Plataforma

La plataforma de la carretera en una longitud de 29.896 Km, se sustenta sobre material rocoso y materiales sueltos (suelos), de diferente litología y grado de resistencia.

La identificación de las características y parámetros básicos del suelo y la roca en superficie, nos permite obtener los criterios para los trabajos de remoción, arranque o voladura para el acondicionamiento de la rasante y los cortes del talud en las formaciones rocosas adyacentes.

La clasificación de los materiales de plataforma que se presenta en la tabla siguiente N° 3.4, indicándonos el kilometraje en relación a la longitud de la carretera, se basa en los siguientes conceptos:

Material Suelto; es todo material que no requiere de explosivos o equipo mecánico para ser removido, puede removerse con equipo manual, este material abarca a todo aquello que está cubriendo a la roca de basamento; son los depósitos aluviales, coluvio-aluviales y residuales.

Roca suelta o Semicompacta; Es el material que no requiere de explosivos para movido, puede ser removido con equipo mecánico, no se puede remover manualmente.

Roca Alterada y/o Fracturada; Es la roca meteorizada y que sufrido los esfuerzos del tectonismo.

Roca sana o Compacta; Es el material que requiere de explosivos para ser removida; no es posible ser removida con equipo manual o mecánico.

Tabla N° 3.4: Clasificación de los Materiales de plataforma

TIPO DE MATERIAL	PORCENTAGE
Materiales Suelos	55
Rocas Suelta, Alterada y/o Fisurada	28
Rocas Sana Compacta	17

Fuente: Informe Especial – Estudio Geológico y Geotecnia (DRTC-SM, 2008)

3.2.5.1.2.3.3 Estabilidad de taludes

De acuerdo a los tipos de suelo existente, las diferencias en las litologías de las rocas y la altura con respecto a la línea de rasante de la carretera, se presenta los siguientes taludes de corte:

Tabla N° 3.5: Taludes de corte

Progresiva (Km)	Talud de Corte				Litología
	Roca		Suelo		
De 0+000 a 1+740			H = 1/5	V = 1	Arcillas inorgánicas
De 1+740 a 2+540	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 2+540 a 2+840			H = 1/10	V = 1	Arcillas inorgánicas
De 2+840 a 2+990	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 2+990 a 5+080			H = 1/4	V = 1	Arena arcillosa y arena limosa
De 5+080 a 5+400	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 5+400 a 11+840			H = 1/4	V = 1	Arena arcillosa y arena limosa
De 11+840 a 11+980	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 11+980 a 12+600			H = 1/4	V = 1	Arena arcillosa y arena limosa
De 12+600 a 13+040	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 13+040 a 13+320			H = 1/5	V = 1	Arcillas inorgánicas
De 13+320 a 13+420	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 13+420 a 13+920			H = 1/4	V = 1	Roca semisuelta
De 13+920 a 14+020	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 14+020 a 14+280			H = 1/4	V = 1	Roca semisuelta
De 14+280 a 14+490	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 14+490 a 14+920			H = 1/4	V = 1	Roca semisuelta
De 14+920 a 15+200	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 15+200 a 15+790			H = 1/4	V = 1	Roca semisuelta
De 15+790 a 15+900	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 15+900 a 16+260			H = 1/4	V = 1	Roca alterada y fisurada
De 16+260 a 16+640	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 16+640 a 17+000			H = 1/4	V = 1	Roca alterada y fisurada
De 17+000 a 17+660	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 17+660 a 17+890			H = 1/4	V = 1	Roca alterada y fisurada
De 17+890 a 18+020	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 18+020 a 18+360			H = 1/4	V = 1	Roca alterada y fisurada
De 18+360 a 18+460	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 18+460 a 18+760			H = 1/4	V = 1	Roca alterada y fisurada
De 18+760 a 19+170	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 19+170 a 19+640			H = 1/10	V = 1	Arcillas inorgánicas
De 19+640 a 19+720	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 19+720 a 20+800			H = 1/4	V = 1	Roca alterada y fisurada
De 20+800 a 21+000	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 21+000 a 21+290			H = 1/4	V = 1	Roca alterada y fisurada
De 21+290 a 21+500	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 21+500 a 22+020			H = 1/4	V = 1	Arcillas inorgánicas
De 22+020 a 22+460	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 22+460 a 22+920			H = 1/4	V = 1	Arena arcillosa y arena limosa
De 22+920 a 23+040	H = 1/10	V = 1			Roca sana
De 23+040 A 29+896			H = 1/4	V = 1	Arcillas inorgánicas

Fuente: Informe Especial – Estudio Geológico y Geotecnia (DRTC-SM, 2008)

3.2.5.1.2.3.3.1 Zonas determinadas por el grado de estabilidad

Considerando la clasificación de los materiales a lo largo de la carretera, así como de las Características litológicas del terreno, se diferencian tres zonas por el grado de estabilidad:

Zonas Estables.- Corresponde a las zonas, en donde no ocurren desplazamientos en las laderas, pudiendo ocurrir pequeños derrumbes en el corte, no requiere de mayor investigación que la observación de campo Roca Sana.

Zonas de estabilidad Moderada.- En esta categoría están incluidos los derrumbes, deslizamientos y flujos de material rocoso y lodo; de presentarse en áreas pequeñas requieren para su estabilización realizar obras de pequeña envergadura, se les considera también:

Por estar el corte de carretera en un nivel topográfico bajo en relación al río Mayo y por la deficiente ubicación del drenaje de aguas pluviales, en épocas de avenidas el río sobrepasa el nivel de la carretera llegando a obstruir alcantarillas existentes, progresiva 1+200.

Presencia de suelos arcillosos en la vía y parcelas adyacentes con laderas en moderada pendiente y de uso en actividades de pastoreo en donde se nota procesos de erosión acelerado y zonas susceptibles a deslizamientos.

Zonas inestables.-Corresponde a laderas con desplazamientos horizontales y verticales que pueden mantenerse sin colapsar por algunos años siempre que no sobrepase su equilibrio límite.

Los tramos con afloramiento de roca alterada por procesos de meteorización, cuya litología desfavorece en el corte de carretera por la presencia de estratos de limonitas y lodolitas rojizas, bastante fracturadas que permite la retención de humedad; si los buzamientos de los estratos están a favor del corte dan lugar a derrumbes o deslizamientos.

Presencia de suelos arcillosos y corte de la carretera en material semicompacta susceptible a alteración químicas por aguas pluviales mal drenadas, ocasionando unas áreas susceptible a deslizamiento.

3.2.5.1.2.3.4 Características y Parámetros de las Formaciones Rocosas en superficie

El comportamiento geomecánico de una masa rocosa depende de tres aspectos fundamentales:

- 1.- La resistencia de la roca intacta sin discontinuidades y fisuras.
- 2.- Grado de Fracturamiento y distribución de discontinuidades que afectan a la masa rocosa.
- 3.- Los esfuerzos que actúan en la masa rocosa, como la presión hidrostática de las aguas subterráneas alojada en las discontinuidades y esfuerzos horizontales en las excavaciones y afloramientos.

Los parámetros básicos de clasificación toman en cuenta lo siguiente:

Resistencia de la roca intacta, basada en rangos de resistencia de compresión uniaxial en un espécimen determinado.

Calidad de la roca (RQD), es una medida de la calidad de testigos obtenidos en perforación, en función del fracturamiento del macizo rocoso. Cuando no se cuenta con testigos de perforación, es posible estimar el RQD en un afloramiento rocoso mediante la relación:

$$RQD = 115 - 3.3 JV \dots\dots\dots (F.2.20)$$

Donde:

JV = nº de fracturas/ m³ de roca

Espaciamiento de las discontinuidades, estado de las discontinuidades donde se toma en cuenta, la separación, extensión, rugosidad y grado de alteración de las paredes, el tipo de material de relleno y Condiciones del agua subterránea.

Tabla N° 3. 6: Grado de Fracturación de la Roca

Grado	Espaciamiento de fracturas (m)	Calificación
F-1	> 2.00	Masivo
F-2	0.60- 2.00	Poco Fracturado
F-3	0.29-0.60	Fracturado
F-4	0.06 – 0.20	Muy fracturada
F-5	< 0.06	Triturado

Fuente: Informe Especial – estudio Geológico y geotecnia (DRTC-SM, 2008)

Tabla N° 3. 7: Grado de Dureza de la Roca

Grado	Clasificación	Rango de Resistencia a Compresión Uniax (Mpa)
D = 0	Extremadamente débil	0.25 - 1.0
D = 1	Muy Débil	1.0 – 5.0
D = 2	Débil	5.0 – 25.0
D = 3	Moderadamente resistente	25.0 – 50.0
D = 4	Resistente	50.0 – 100.0
D = 5	Muy resistente	100.0 – 250.00
D = 6	Extremadamente resistente	> a 250.00

Fuente: Informe Especial – Estudio Geológico y Geotecnia (DRTC-SM, 2008)

Tabla N° 3. 8: Clasificación de la Roca en base a la Dureza y meteorización

Clase	Dureza	Grado de Meteorización	Símbolo	Resistencia a compresión simple
I	Extremadamente Dura (Resistente)	No meteorizada (fresca)	F	> 2500
II	Muy Dura a Dura	Ligeramente meteorizada	WS	2500 – 1000
III	Moderadamente Resistente	Moderadamente Meteorizado	WM	500 – 250
IV	Blanda	Altamente meteorizada	WH	250 – 50
V	Muy Blanda	Completamente meteorizada	WC	50 – 10
VI	Extremadamente Blanda (Débil)	Suelo Residual	RS	< 10

Fuente: Informe Especial – Estudio Geológico y geotecnia (DRTC-SM, 2008)

3.2.5.1.2.3.5 Materiales de Cantera

La ubicación de los depósitos del material de canteras y la determinación de la calidad de los mismos, considerando la forma de su explotación y uso se indican en la tabla siguiente:

Tabla N° 3. 9: Ubicación de Materiales de cantera

Nº	CANTERA	UBICACION	MATERIAL	OBSERVACIONES
1	R. Huallaga	Km 5	Canto rodado	Depósito de R. Huallaga
2	Sec. Qda. Tacshiyacu	Km 10	Arenisca cuarzosa	Corte en franja marginal
3	Sec. Qda. Estero	Km 11.5	Roca caliza	Corte lado izquierdo
4	Sec. Chontalillo	Km 13 – 15	Arenisca cuarzosa	Corte en franja marginal
5	Cerro	Km 15 - 20	Limonitas y lodolitas rojas a marrones, areniscas arcósicas en estratos gruesos	Corte en franja marginal lado izquierdo
6	Cerro	Km 25 - 26	Material grava y arena	Lado derecho

Fuente: Informe Especial – Estudio Geológico y Geotecnia (DRTC-SM, 2008)

Las canteras están ubicados a lo largo de la carretera a partir del punto de inicio Km. 0+000 hasta el tramo final de la vía Km 29+896. En el cuadro anterior la cantera 2 es material de origen pluvial para uso específico en mezclas de concreto; La cantera 6 es material coluvio-aluvial depositado por acción de la gravedad y aguas de escorrentía superficial, los materiales de las canteras 1, 3,4,5 se encuentran en los taludes en el lado izquierdo, los que serán cortadas para el ensanchamiento de la carretera durante la ejecución del proyecto, estos últimos por sus características y sus propiedades físicas pueden ser usados como material de relleno y de manera selectiva para las carpetas de sub-base y base.

El material con mejor calidad para uso como agregado grueso y fino en concreto se extrae del río Huallaga en épocas de crecidas del río, cuando estos materiales se acumulan en sus orillas, sus parámetros físicos mecánicas se mencionan en la tabla N° 3. 10.

Tabla N° 3. 10: Característica para Explotación y Uso

CANTERA	DIST (Km)	MATERIAL	EXPLORACION	TIPO	USO
1	0.1 -0.5	Estratos De arenisca	Arranque voladura y	Piedra chancada	Relleno sub base y
2	5 – 10	Hormigón de río	Selección carguio y	Cantos rodados arena y	Para concreto
3	0 – 5	Estratos de areniscas y linolitas	Arranque directo	Piedra chancada	Relleno sub base y
4	1.5 – 5	Estratos de calizas	Arrenque voladura y	Piedra chancada	Base concreto y
5	2 – 5	Estratos de areniscas	Arranque voladura y	Piedra chancada	Base y sub base
6	1 – 5	Depósito coluvio aluvial	Selección carguio y	Grava arena y	Relleno base y sub base

Fuente: Informe Especial – Estudio Geológico y Geotecnia (DRTC-SM, 2008)

Tabla N° 3. 11: Resultados e Interpretación de Ensayos de Material de Cantera

CANTERA	UBICACIÓN			GRANULOMETRÍA						ABRASIÓN	DURABILIDAD		PESO UNIT		USOS
	Km.	ACCESO (Km.)	LADO	2" %	3/4" %	# 4 %	#10 %	#40%	#200%		AGR. GRUESO	AGR. FINO	GRUESO VAR. Kg/m3	FINO VAR. Kg/m3	
Huallaga	5+0	5.0	Der.	100.00	72.52	6.67				21.00	1.98		1.755		Concreto y Base Chancada
Qda. Tacshiyacu	10+0	5.0	Izq.												
Qda. Estero	11+5	1.5 – 5.0	Izq.							18.50	1.40				
Chontalillo	13 – 15	2.0 – 5.0	Izq.			97.15	83.18	35.29	2.21			5.30		1.605	Concreto, Sub Base y Base
Cerro	15 - 20	0.1 – 0.5	Izq.							56.10		6.50			
Sector Chazutayacu	27+0	1.0 – 5.0	Der.												

Fuente: Informe Especial – Estudio Geológico y Geotecnia (DRTC-SM, 2008)

3.2.5.1.2.3.6 Interpretación y Aplicación de los Ensayos de Suelos

3.2.5.1.2.3.6.1 Capacidad Portante del Terreno

Considerando que a lo largo de la vía se han construido obras hidráulicas para el drenaje de quebradas y para el encauzamiento de las aguas pluviales; Los parámetros para determinar la capacidad de soporte del terreno, en nuestro caso se obtienen de suelos cohesivos de los tipo CL, SM y SC-SM por ser los más críticos en cuanto a capacidad de carga admisible.

En gran parte del tramo la carretera se apoyará en material rocoso cuya resistencia es mucho mayor; En el caso de los suelos cohesivos, se toman como referencia los siguientes:

Alcantarilla Km. 6+390

Calicata representativa: C-06

Profundidad de cimentación 2.00m.

Clasificación del suelo (SUCS): CL

Pontón KM 28+300

Calicata representativa: C-29

Profundidad de cimentación 1.5m.

Clasificación del suelo (SUCS): CL

3.2.5.1.2.3.6.2 Evaluación de Arcillas Expansivas

En el cuadro de resultados de laboratorio de suelos encontramos, tipos de suelos clasificados como arcillas inorgánicas (CL), y los limos inorgánicos (MH), estos últimos de alta compresibilidad; ambos tipos de suelos son considerados a una mayor potencialidad a un alto grado de expansibilidad, los encontramos entre las progresivas de 1+200 a 29+300, ver tabla N° 3. 12.

Tabla N° 3. 12: Resultados de Laboratorio de Suelos

GRADO DE EXPANSION	% CAMBIO DE VOLUMEN	CONTENIDO COLOIDAL (% < 1 Micrón)	INDICE DE PLÁSTICIDAD	LÍMITE DE CONTRACCIÓN
Muy alto	> 30	> 28	> 35	< 11
Alto	20 – 30	20 - 31	25 - 41	7 – 12
Medio	10 – 20	13 - 23	15 - 28	10 – 16
Bajo	< 15	< 15	< 18	> 15

Fuente: Informe Especial – Estudio Geológico y Geotecnia (DRTC-SM, 2008)

En el cuadro de resultados de las pruebas de suelos en comparación del cuadro de referencia anterior se puede concluir que a lo largo del trazo encontramos un bajo potencial de arcillas expansivas.

Tabla N° 3. 13: Especificaciones Técnicas Referenciales para Concreto

ENSAYO	ESPECIFICACIONES (CONCRETO)
Material fino que pasa x malla N° 200 A. fino %	3
Durabilidad con sulfato de sodio A. grueso %	12
Durabilidad con sulfato de sodio A. fino %	10
Abrasión – Máquina de los Ángeles %	50
Sales solubles totales %	1

Fuente: Informe Especial – Estudio Geológico y Geotecnia (DRTC-SM, 2008)

3.2.5.1.2.3.6.3 Diseño de Mezclas de Concreto

Para el diseño de mezclas de concreto se optó por realizar pruebas con materiales combinados de los agregados grueso y fino que ofrecen condiciones favorables tanto por su disponibilidad como por su cercanía en el avance de los trabajos los materiales combinados y ensayados se indican a continuación:

Arena cuarzosa + piedra caliza + piedra chancada de Río Huallaga

Hormigón de quebrada Chazutayacu + piedra caliza + arena cuarzosa.

En la Tabla N° 3. 13 encontramos los parámetros físicos y uso de los materiales ensayados.

3.2.5.1.2.3.7 Geotecnia Local

3.2.5.1.2.3.7.1 Excavación de Calicatas del tramo en estudio

Con el objetivo de identificar los diferentes estratos de suelo y su composición, se ejecutaron 02 excavaciones a cielo abierto (calicatas), alcanzando 4.2 m de profundidad promedio por debajo de la subrasante siguiendo la recomendación de la AASHTO.

3.2.5.1.2.3.7.2 Toma de muestras

Se tomaron muestras inalteradas para el ensayo de Corte Directo, así como muestras alteradas para los ensayos de Contenido de Humedad, Límite Líquido, Límite Plástico, Análisis Granulométrico, Peso Específico.

En cada una de las calicatas se realizó el registro de excavación de acuerdo a la norma ASTM D-2488. Se tomaron muestras inalteradas de las calicatas y para la ejecución de los ensayos de corte directo y clasificación de suelos en el laboratorio especializado de suelos y pavimentos de la UNSM-T, para lo cual cada muestra fue identificada convenientemente y embalada en cajas para muestras, y las que fueron remitidas al laboratorio. En el cuadro N° 3.3 se presenta un resumen de las excavaciones evaluadas y registradas en el área de estudio.

Cuadro N° 3. 3: Excavaciones de calicatas

Calicata	N° de Muestras	Profundidad Alcanzada (m)	Nivel Freático (m)	COORDENADAS		Ensayos Realizados
				ESTE	NORTE	Clasificación Visual acuerdo NTP
C-01	3	3.6	N.A	361573	9272201	Clasificación y Corte Directo
C-02	3	4.2	N.A	361549	9272121	Clasificación y Corte Directo

Fuente: Elaboración Propia

3.2.5.1.2.3.7.3 Ensayo de Corte Directo

Las características mecánicas de los suelos y ensayos in-situ, están tradicionalmente caracterizadas por la determinación de los parámetros de resistencia, el ángulo de fricción interna " ϕ " y la Cohesión "C". Estos parámetros fueron medidos exclusivamente

en el laboratorio de suelos sobre muestras inalteradas, mediante el ensayo de Corte Directo.

El ensayo de corte directo fue realizado los días jueves 09 y viernes 10 de junio del año 2016 en el laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la Universidad Nacional de San Martín UNSM-T. El ensayo fue supervisado por el responsable del laboratorio y se realizaron 02 ensayos de corte directo.

Los valores resultantes de las muestras de suelos fueron:

Cuadro N° 3. 4: Parámetros de Resistencia del Terreno

UBICACIÓN	RESULTADOS DE LABORATORIO
C-01/M-III	$\gamma = 1.49 \text{ gr/cm}^3$
	$\phi = 21^\circ$
	$C = 0.20 \text{ kg/cm}^2$
C-02/M-III	$\gamma = 1.46 \text{ gr/cm}^3$
	$\phi = 7^\circ$
	$C = 0.22 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: Elaboración Propia

La finalidad de hallar estos parámetros y posteriormente hacer el análisis con ellos es hallar el Factor de Seguridad al deslizamiento del talud (compuesto en este caso por dos materiales), de esta manera tener un número que represente que tan estable es el talud del deslizamiento rotacional y si se necesitaría algún tipo de estabilización que eleve su FS hasta valores recomendados, tanto para el caso estático, ver Anexo N° 03: Estudio de Mécanica de Suelos.

3.2.5.1.3 Estudio Hidrológico y Drenaje Superficial

3.2.5.1.3.1 Generalidades

3.2.5.1.3.1.1 Introducción

El presente documento técnico, contiene los resultados del Estudio de Hidrología y Drenaje Superficial para la tesis: **“Propuesta de Estabilización del Talud por Deslizamiento Rotacional de la Carretera Departamental Ruta SM-106, Tramo Empalme PE-05N (Puente Colombia) – Shapaja – Chazuta”**.

El estudio tiene como objetivo principal determinar los caudales máximos y de diseño de las diferentes obras de arte que conformarán la infraestructura de drenaje superficial tanto longitudinal como transversal del tramo en estudio, en una longitud de 300 metros.

Los resultados que se presentan en el estudio, interpretan las condiciones hidrometeorológicas existentes en el área, que comprende una red de micro cuencas de pequeños cursos de agua que atraviesan el eje de la vía.

Cabe indicar que, debido a la escasez y no disponibilidad de información hidrométrica o aforos en los cursos de agua, se ha tenido que recurrir a procedimientos basados en la utilización de registros de información pluviométrica de estaciones ubicadas en el ámbito de influencia del área en estudio, lo que ha permitido determinar los diversos parámetros necesarios para la aplicación de métodos hidrometeorológicos.

3.2.5.1.3.1.2 Antecedentes

En las últimas tres décadas, en las regiones de Selva y de manera particular en el ámbito de San Martín y Loreto, se vienen intensificando cambios climáticos de consideración, que vienen alterando el comportamiento hidrológico de las cuencas, sub cuencas y micro cuencas de los ríos que conforman la vertiente hidrográfica del Amazonas. Estos cambios inciden directamente en el comportamiento de los cursos de agua, independientemente de su orden y ubicación dentro del sistema hidrográfico señalado.

El río Huallaga, en su largo recorrido antes de su desembocadura en el río Marañón, recibe las aguas de un sin número de ríos tributarios por ambos márgenes, siendo la red de micro cuencas que atraviesan el tramo vial en estudio una de ellas, por la margen izquierda.

La micro red hidrográfica en estudio, es tributaria por la margen izquierda del río Mayo y río Huallaga, sus micro cuencas colectoras en los últimos años viene experimentando algunos cambios en la ocupación del suelo, con el desarrollo de pequeñas áreas ganaderas así como de agricultura en secano (aledaña al río Huallaga), con la predominancia de cultivos de pan llevar, desarrollados por pequeños agricultores, los mismos que aunados a los pobladores ubicados a ambos márgenes de río aguas abajo de la localidad de Chazuta.

El mejoramiento de la infraestructura vial del tramo en estudio, implica necesariamente la construcción de obras de arte en el cruce de la vía con los cursos de agua existentes, para lo cual es necesario proyectar y construir obras específicas como son: alcantarillas, cunetas, para cuyo diseño se hace necesario disponer del Estudio Hidrológico, el cuál aportará con el valor de los parámetros necesarios para realizar el pre dimensionamiento de dicha estructura, como son el caudal máximo y el caudal de diseño.

En los últimos cinco años en la región San Martín, se viene desarrollando trabajos de asfaltado de la red principal vial, las cuales van a interconectar con vías de comunicación terrestre de segundo y tercer orden las diferentes localidades existentes en la región, con la finalidad de impulsar la integración de los pueblos, así como el desarrollo de todas las comunidades.

Los últimos puentes construidos en el Bajo Huallaga y Huallaga Central , como son: el Puente Caynarachi sobre el río del mismo nombre, el Puente Nuevo Mundo sobre el río Biavo, el puente Chaquishca, sobre la quebrada del mismo nombre en Juanjuí , Puente Yanayacu, Puente Pelejo, Puente Belen, etc, han sido dimensionados en base el conocimiento del Estudio Hidrológico, de tal manera que en épocas de avenidas estas estructuras presenten el mínimo riesgo de colapso o se vean afectadas en su estabilidad, garantizando su permanencia y funcionalidad durante la vida útil proyectada.

El Estudio de Hidrología y Drenaje Superficial para el Proyecto de Investigación: Propuesta de Estabilización del Talud por Deslizamiento Rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106, Tramo Empalme PE-05N (Puente Colombia) – Shapaja – Chazuta, permitirá determinar el caudal de diseño de cada una de las obras de arte para el drenaje de la vía del tramo en estudio.

3.2.5.1.3.2 Ubicación

3.2.5.1.3.2.1 Ubicación Política

El área de estudio en la cual se ubica el tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Emp. PE-05N (Puente Colombia) – Shapaja – Chazuta, se ubica políticamente en:

Localidad : Shapaja

Distrito : Shapaja

Provincia : San Martín.

Región : San Martín.

La ubicación, se presenta en el Plano de ubicación del Anexo N° 05.

3.2.5.1.3.2.2 Ubicación Geográfica

La ubicación geográfica del cuadrante donde se inscribe el tramo vial en estudio, se encuentra entre la intersección de los paralelos o coordenadas siguientes:

Longitud Oeste : 76° 08' 00" y 76° 18' 30"

Latitud Sur : 06° 34' 00" y 06° 37' 30"

Altitud media : 200.00 msnm.

3.2.5.1.3.3 Objetivos del estudio

Son objetivos del presente estudio los siguientes:

Determinar los parámetros hidrológicos a ser utilizados en el cálculo de los caudales máximos de ocurrencia en la micro red hidrográfica que atraviesa el eje del tramo en estudio.

Mediante la aplicación de metodología existente para tal fin, determinar el caudal de diseño para las diferentes obras de arte que conformaran la red de drenaje transversal y longitudinal del tramo en estudio de la carretera Emp. PE-05N (Puente Colombia) – Shapaja – Chazuta.

3.2.5.1.3.4 Información Básica utilizada

Considerando el nivel del Estudio, se ha recopilado la siguiente información básica.

3.2.5.1.3.4.1 Información Cartográfica

Se ha recopilado la siguiente información básica. Se ha recopilado la Hoja N° 1657 (14-k) denominada: LAGUNA SAUCE de la Carta Nacional a escala 1:100,000 elaborada por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) en la cual se ha identificado la ruta que sigue el eje actual de la carretera Emp. PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja – Chazuta.

De la revisión y análisis de la información cartográfica se puede apreciar que, la carretera presenta una particularidad que en todo su recorrido es adyacente y paralelo a un curso de agua. En el itinerario Emp. PE-5N (Puente Colombia) - Shapaja, en un tramo comprendido entre la progresiva km 00+000 hasta el km 04+500 va adyacente a la margen izquierda del río Mayo, hasta la desembocadura de éste en el río Huallaga.

Desde este punto (confluencia), todo el tramo vial pasando por la localidad de Shapaja hasta la localidad de Chazuta, el tramo vial va adyacente a la margen izquierda del río Huallaga.

La zona en la cual descansa la vía, presenta una configuración fisiográfica en una menor área conformada por colinas y en la otra o mejor dicho la mayor parte es accidentada, especialmente en el tramo comprendido entre la quebrada Misquiyacu

hasta frente a la localidad de Aguanomuyuna ubicada en la margen derecha del río Huallaga.

Esta configuración morfológica, condiciona una basta micro red hidrográfica conformada por corrientes de agua esporádicas, intermitentes y permanentes que presentan cuencas cuyas áreas colectoras son de pequeña extensión. La información cartográfica ha sido recopilada para la determinación de los parámetros hidrofisiográficos de las microcuencas que conforman la red hidrográfica que atraviesa la vía.

Se ha recepcionado la siguiente información proporcionada por la Dirección Regional de Transportes y Comunicaciones - San Martín:

Carta Nacional Hoja N° 1657 (14-k) a escala 1:100,000 preparada y publicada por el Instituto Geográfico Nacional (IGN). Lima – Perú.

3.2.5.1.3.4.2 Información Topográfica

En lo que respecta a la información topográfica se ha utilizado tanto la vista en planta así como los perfiles longitudinales del eje de la carretera desde la progresiva Km 00+000 hasta la progresiva Km 29+896, la información topográfica ha facilitado la ubicación de los diferentes cursos de agua que atraviesan el tramo en estudio, así como la ubicación de las obras de arte que conformarán el sistema de drenaje longitudinal y transversal del tramo en estudio.

Se ha verificado que el eje de la carretera se emplaza sobre una topografía ligeramente accidentada en el tramo Emp. PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja y accidentado en el tramo Shapaja – Chazuta.

3.2.5.1.3.4.3 Información Pluviométrica

El área donde se ubica el tramo en estudio, si cuenta con información pluviométrica registrada por el SENAMHI - SAN MARTIN, en la Estaciones vecinas de El Porvenir y Sauce, así como de la Estación Pluviométrica Chazuta que se ubica dentro del área de Estudio.

Según la información pluviométrica disponible del período 1991 - 2007 (Diecisiete años de registro), la lámina media anual de agua caída por precipitación es de 1,048.50 mm registrada en la Estación El Porvenir, 1,476.00 mm en la Estación Sauce y 1,599.20 mm en la Estación Chazuta.

Estas láminas de precipitación, condicionan y demuestran que la Hidrología del área de estudio condiciona el clima y el régimen de los cursos de agua existentes.

Como resultado de la hidrología estudiada en el ámbito del tramo en estudio, se puede afirmar que en la época de invierno o húmeda, la lámina de agua llovida, supera ampliamente la lámina de evaporación diaria y además que, ante el proceso de eliminación de la cubierta vegetal en las diferentes partes de las micro cuencas, hace posible que el comportamiento de los regímenes de esorrentía hayan variado de manera significativa en los últimos años debido a que gran parte (más del 60 %) de la precipitación caída se transforma en escurrimiento, favoreciendo la ocurrencia de eventos que superan a los normales presentados años atrás.

La información pluviométrica referida a la lámina de precipitación mensual se presenta en los cuadros 1A, 2A y 3A del Anexo del Informe Hidrológico.

Por otro lado, también se ha analizado la información de Precipitación máxima en 24 horas (mm), registradas en las estaciones de El Porvenir, Sauce y Chazuta durante el período 1991 - 2007, habiéndose observado láminas comprendidas entre los 100 mm y 123 mm.

La información pluviométrica referida a la lámina de precipitación máxima mensual en 24 horas se presenta en los cuadros 1B, 2B y 3B del Anexo N° 04: Información Pluviométrica SENAMHI.

La información pluviométrica ha sido proporcionada por la DRTC-SM y corresponde a las Estaciones El Porvenir, Sauce y Chazuta. Estas tres estaciones se ubican conformando un triángulo en cuyo interior se inscribe todo el tramo vial Emp. PE-05N (Puente Colombia) – Shapaja - Chazuta, de allí la importancia de haber revisado, analizado y procesado la siguiente información:

Precipitación Total Mensual en mm del período: 1991 - 2007.

Precipitación Máxima en 24 horas (mm) del período: 1991 - 2007.

3.2.5.1.3.4.4 Registro de Caudales

No existe ningún registro de caudales de los cursos de agua que conforman la micro red hidrográfica que atraviesa la vía en estudio, por lo tanto, para el cálculo de caudales máximos no se ha podido emplear Método Estadístico alguno para procesar la información hidrométrica ya que esta no existe.

3.2.5.1.3.4.5 Estudios Anteriores

En relación a la zona del Proyecto, a la fecha, no se ha realizado estudio hidrológico alguno que permita tenerlo en consideración como referencia.

3.2.5.1.3.4.6 Versión de los pobladores

Según versión de los pobladores asentados en las localidades de Shapaja y Chazuta así como de los que se encuentra ubicados a lo largo del tramo vial en estudio, a lo largo de los doce meses del año existen desde el punto de vista hidrológico, dos épocas bien diferenciadas en las inmediaciones de Shapaja el período lluvioso se da entre los meses de Febrero - Mayo y Octubre - Diciembre, los demás meses del año son de menor precipitación.

Para los pobladores de las inmediaciones de la localidad de Chazuta, existe a lo largo del año dos épocas bien definidas, la época lluviosa que comprende el período Octubre a Mayo y la época de menor precipitación o verano comprendida entre los meses de Junio - Septiembre.

Esta versión ha sido corroborada al realizar un análisis a la información registrada por el SENAMHI – SM y se encuentra una coincidencia. Así mismo, los pobladores refieren a que en la época lluviosa el tramo vial en estudio experimenta un deterioro masivo y acelerado convirtiéndose en ciertos tramos intransitable, debido al escurrimiento de agua que muchas veces arrastra lodo y palizadas. Por lo tanto, la variación de los niveles de agua en los diferentes cursos que conforman la micro red hidrográfica, tienen relación directa con la presencia de precipitaciones caídas en la cabecera de las micro cuencas. Esta información ha sido tomada como referencia para conjuntamente con la información cartográfica, topográfica y la verificación de campo ubicar los puntos

de cruce del tramo vial con los cursos de agua, de tal manera de sugerir la definición del tipo de obra de arte a proyectar.

3.2.5.1.3.4.7 Climatología

La climatología en el área del estudio está condicionada por la fisiografía, época del año, la Temperatura y la precipitación. Por ser un sector de colinas altas y estribaciones montañosas del contrafuerte andino, el clima es moderadamente húmedo y cálido, con precipitaciones que varían entre los 1,500 mm y 2,000 mm anuales y temperaturas promedio anual que oscilan entre los 24.0 °C y 26 .0 °C y que disminuye a medida que aumenta la altitud.

3.2.5.1.3.5 Micro Red Hidrográfica

La micro red hidrográfica está conformada por cursos menores de agua a excepción de las quebradas Uchcurrumi, Pucayaquillo, Chumía y el río Chazutayacu, que presentan un régimen regular a lo largo de los doce 12 meses del año.

3.2.5.1.3.5.1 Características Principales de la Micro Red Hidrográfica

Las características principales de la micro red hidrográfica en estudio son las siguientes:

Está constituida por corrientes de agua del tipo esporádico, intermitente y permanente. Las corrientes del tipo esporádico son aquellas que solamente llevan agua cuando llueve y unas horas después de que la lluvia ha cesado luego el flujo de agua se agota, las corrientes intermitentes son aquellas que llevan agua cuando llueve y también cuando no llueve, hasta que el nivel freático se ubique por debajo del cauce, agotándose de esta manera el aporte de la cuenca y las corrientes permanentes llevan agua todo el año, es decir llueva o no llueva debido a que el nivel freático siempre se encuentra por encima del cauce del curso de agua por lo que los aportes de la cuenca son permanentes.

La configuración topográfica que caracteriza el relieve de las micro cuencas que conforman la red hidrográfica, es accidentada, salvo en algunos sectores en las inmediaciones de las localidades de Shapaja y Chazuta donde se ubican colinas de baja elevación, propia de áreas de ceja de selva en su tránsito hacia la selva baja. La

topografía, condiciona el escurrimiento del agua como respuesta a las caídas de las precipitaciones.

La cubierta vegetal de las micro cuencas, está conformada por bosque alto en sus nacientes y a medida que se aproximan hacia la parte baja en las inmediaciones del cruce con el eje de la vía en estudio, el bosque se torna de menor altura, pues en algunos casos ha sido aprovechado para la extracción de madera y en otros para desarrollar pequeñas áreas de cultivo de pan llevar y también algunas áreas de pastos para el desarrollo de ganadería vacuna. Según la clasificación del Diagrama Bioclimático para la clasificación de zonas de vida en el mundo (elaborado por: L. R. Holdridge), el área de la micro red hidrográfica, pertenece al Bosque Húmedo Sub Tropical.

En lo que respecta al área colectora de las micro cuencas, son pequeñas y van desde los 0.044 Km² hasta los 5.091 Km², tal como se puede apreciar en el Cuadro N° 4 del Anexo del Informe Hidrológico, a excepción de la cuenca del río Chazutayacu que presenta un área de cuenca de 82.80 km².

3.2.5.1.3.5.2 Micro Cuencas Hidrográficas

En el presente estudio, se ha identificado ochenta y tres (83) corrientes o cursos de agua que al no presentar nombres definidos, se les ha identificado con el kilometraje o progresiva de intersección con el eje de la vía.

3.2.5.1.3.6 Metodología y Formulación del Estudio

3.2.5.1.3.6.1 Metodología

La metodología que se ha seguido para la elaboración del presente Estudio, ha consistido básicamente en la recopilación, análisis y procesamiento de la Información existente acerca del área de la carretera como es: Carta Nacional a escala 1:100,000, lámina de precipitación mensual durante el período : 1991 - 2007 que es una extensión muy aceptable (17 años) así como registros de precipitación máxima caída en 24 horas para el período 1991 - 2007 de las estaciones El Porvenir, Sauce y Chazuta. Esta fase, ha sido acompañada con las visitas de campo realizadas a lo largo de todo el tramo vial Emp. PE-05N (Puente Colombia) – Shapaja - Chazuta, hecho que

nos ha permitido tener una mayor conocimiento de la zona de estudio, (ver Planos Hidrológicos anexo 8.5.3).

3.2.5.1.3.6.2 Formulación del Estudio

El presente estudio ha sido formulado de tal manera de alcanzar los objetivos que son determinar los parámetros hidrológicos de las micro cuencas para calcular el Caudal de Diseño para las diferentes obras de arte que se deberán proyectar en el tramo vial en estudio.

3.2.5.1.3.7 Análisis Hidrológico

3.2.5.1.3.7.1 Precipitación Mensual en el área de la carretera

La precipitación mensual en el área de estudio presenta valores diferentes a lo largo de los doce meses del año. De la evaluación realizada a la información registrada en las estaciones de El porvenir, Sauce y Chazuta, el valor mínimo de la precipitación mensual es de 0.00 mm registradas durante el mes de Enero del año 1990 en la Estación Sauce y la precipitación máxima mensual es de 376.00 mm registrada durante el mes de Marzo del año 1993 también en la Estación Sauce.

Se ha podido apreciar también que las mayores láminas mensuales de lluvia registradas en las tres estaciones ocurren durante el mes de marzo.

La lámina de precipitación anual registrada en las tres estaciones es la siguiente.

Tabla N° 3. 14: Lámina de Precipitación Anual (mm)
(Período 1991 – 2007)

AÑO	ESTACION EL PORVENIR	ESTACION SAUCE	ESTACION CHAZUTA
1991	1092.80	1119.50	1186.20
1992	1013.50	1632.60	1702.10
1993	1193.10	1904.50	1841.80
1994	1210.90	1834.40	1697.00
1995	742.10	1347.80	1317.30
1996	1014.10	1832.70	1474.50
1997	931.40	1576.80	1508.20
1998	1099.20	1473.00	1808.50
1999	1052.00	1337.50	1783.50
2000	961.20	1405.60	1826.20
2001	1355.90	1625.10	1716.70
2002	876.00	1151.10	1485.80
2003	1168.10	1458.60	1806.10
2004	919.70	1168.20	1571.10
2005	963.30	1638.40	1537.30
2006	1057.50	1181.30	1566.60
2007	1191.60	1405.10	1357.90
PROMEDIO	1,049.60	1,476.00	1,599.20

Fuente: Estudio Hidrológico y Drenaje Superficial (DRTC-SM, 2008)

3.2.5.1.3.7.2 Precipitación Máxima en 24 horas

La precipitación máxima en 24 horas en el área de estudio presenta valores diferentes a lo largo de los doce meses del año. De la evaluación realizada a la información registrada en las estaciones de El porvenir, Sauce y Chazuta, el menor valor de la precipitación máxima en 24 horas es de 0.00 mm registradas durante el mes de Enero del año 1990 en la Estación Sauce y la precipitación máxima es de 123.00 mm registradas durante el mes de Abril del año 2005 también en la Estación Sauce.

Tabla N° 3. 15: Precipitación Máxima en 24 horas (mm)
(Período 1991 – 2007)

AÑO	ESTACION EL PORVENIR	ESTACION SAUCE	ESTACION CHAZUTA
1991	55.70	38.70	30.00
1992	74.70	48.60	61.00
1993	69.00	53.10	66.00
1994	87.00	82.50	101.00
1995	51.70	60.50	58.00
1996	55.50	85.60	102.00
1997	75.20	78.80	82.00
1998	62.60	57.70	109.00
1999	66.20	55.20	93.00
2000	47.20	57.00	70.00
2001	58.40	70.80	61.00
2002	43.10	43.40	62.30
2003	66.70	68.00	85.60
2004	57.60	54.60	85.80
2005	67.20	123.00	60.00
2006	84.80	49.60	69.00
2007	100.00	74.10	67.00

Fuente: Estudio Hidrológico y Drenaje Superficial (DRTC-SM, 2008)

3.2.5.1.3.7.3 Procesamiento de la Información Pluviométrica

Teniendo en consideración la información pluviométrica del SENAMHI, presentada en los cuadros 1B, 2B y 3B, respecto a las precipitaciones máximas caídas en 24 horas, se presentan los cálculos correspondientes desde el punto de vista estadístico.

**Tabla N° 3. 16: Estación El Porvenir
(Período 1991 – 2007)**

Nº de Orden	Precipitación Máxima 24 horas (mm)	$\sum (y_i - \bar{y})^2$
1	100.00	1,156.00
2	87.00	441.00
3	84.80	353.44
4	75.20	84.64
5	74.70	75.69
6	69.00	9.00
7	67.20	1.44
8	66.70	0.49
9	66.20	0.04
10	62.60	11.56
11	58.40	57.76
12	57.60	70.56
13	55.70	106.09
14	55.50	110.25
15	51.70	204.49
16	47.20	353.44
17	43.10	524.41
Suma	1,122.60	3,560.30

Fuente: DRTC-SM, 2008

Luego del ordenamiento se han obtenido los siguientes parámetros estadísticos.

Promedio aritmético (\bar{y}) = 66.00 mm

Desviación Standard (S) = 14.90 mm

Así mismo, aplicando la Ley de Gumbell, se han calculado los parámetros:

MODA DE LA DISTRIBUCIÓN (u)

$$u = \bar{y} - 0.45(S) \dots\dots\dots (F. 2.21)$$

Reemplazando valores, se obtiene.

$$u = 59.30 \text{ mm}$$

PARÁMETRO DE DISPERSIÓN (@)

$$@ = 0.78(S) \dots\dots\dots (F. 2.22)$$

Reemplazando valores:

@ = 11.62 mm

El mismo procedimiento se ha seguido para el procesamiento de la información hidrológica registrada en la Estación Sauce, habiéndose obtenido los siguientes resultados.

Tabla N° 3. 17: Estación Sauce
(Período 1991 – 2007)

Nº de Orden	Precipitación Máxima 24 horas (mm)	2 ($y_i - y$)
1	123.00	3,874.24
2	85.60	432.64
3	82.50	313.29
4	78.80	196.00
5	74.10	86.49
6	70.80	36.00
7	68.00	10.24
8	60.50	18.49
9	57.70	50.41
10	57.00	60.84
11	55.20	92.16
12	54.60	104.04
13	53.10	136.89
14	49.80	225.00
15	48.80	256.00
16	43.50	457.96
17	38.70	681.21
Suma	1,101.60	6,544.54

Fuente: DRTC-SM, 2008

Luego del ordenamiento se han obtenido los siguientes parámetros estadísticos.

Promedio aritmético (y) = 64.80 mm

Desviación Standard (S) = 20.20 mm

Así mismo, aplicando la Ley de Gumbell, se han calculado los parámetros:

MODA DE LA DISTRIBUCIÓN (u)

$$u = y - 0.45(S) \dots\dots\dots (F. 2.21)$$

Reemplazando valores, se obtiene.

$$u = 55.70 \text{ mm}$$

PARÁMETRO DE DISPERSIÓN (@)

$$@ = 0.78(S) \dots\dots\dots (F.2.22)$$

Reemplazando valores:

$$@ = 15.80 \text{ mm}$$

El mismo procedimiento se ha seguido en la Estación Chazuta.

Tabla N° 3. 18: Estación Chazuta

(Período 1991 – 2007)

Nº de Orden	Precipitación Máxima 24 horas (mm)	2 ($y_i - y$)
1	109.00	1,204.09
2	102.00	767.29
3	101.00	712.89
4	93.00	349.69
5	85.80	132.25
6	85.60	127.69
7	82.00	59.29
8	70.00	18.49
9	69.00	28.09
10	67.00	53.29
11	66.00	68.89
12	62.30	144.00
13	61.00	176.89
14	61.00	176.89
15	60.00	204.49
16	58.00	265.69
17	30.00	1,962.49
Suma	1,262.70	6,452.40

Fuente: DRTC-SM, 2008

Luego del ordenamiento se han obtenido los siguientes parámetros estadísticos.

Promedio aritmético (y) = 74.30 mm

Desviación Standard (S) = 20.10 mm

Así mismo, aplicando la Ley de Gumbell, se han calculado los parámetros:

MODA DE LA DISTRIBUCIÓN (u)

$$u = y - 0.45(S) \dots\dots\dots (F. 2.21)$$

Reemplazando valores, se obtiene.

$$u = 65.30 \text{ mm}$$

PARÁMETRO DE DISPERSIÓN (@)

$$@ = 0.78(S) \dots\dots\dots (F.2.22)$$

Reemplazando valores:

$$@ = 15.70 \text{ mm}$$

3.2.5.1.3.7.4 Precipitación Máxima en 24 horas para diferentes períodos de retorno

Para el cálculo de la precipitación máxima en 24 horas, se ha aplicado la Ley de Gumbell. Este modelo estadístico ha sido utilizado en el cálculo de las precipitaciones de diseño para determinar los caudales máximos para el dimensionamiento de varios puentes en la región San Martín, con muy buenos resultados a la fecha.

Los diferentes períodos de retorno se han seleccionado teniendo en consideración la vida útil que se le va dar a cada obra de arte de tal manera que el proyectista pueda de manera adecuada disponer de la información correspondiente.

Los valores de precipitación máxima en 24 horas para diferentes períodos de retorno, según las siguientes tablas tenemos:

Tabla N° 3. 19: Precipitación Máxima Estación El Porvenir

Período de Retorno TR (años)	Precipitación Máximo 24 horas (mm)
5	76.70
10	85.40
20	93.80
25	96.50
50	104.60
100	112.80
200	120.90

Fuente: DRTC-SM, 2008

Tabla N° 3. 20: Precipitación Máxima Estación Sauce

Período de Retorno TR (años)	Precipitación Máxima 24 horas (mm).
5	86.00
10	101.20
20	115.70
25	120.30
50	134.50
100	148.60
200	162.80

Fuente: DRTC-SM, 2008

Tabla N° 3. 21: Precipitación Máxima Estación Chazuta

Período de Retorno TR (años)	Precipitación Maxima 24 horas (mm).
5	97.90
10	109.60
20	120.90
25	124.50
50	135.50
100	146.50
200	157.50

Fuente: DRTC-SM, 2008

Tabla N° 3. 22: Resumen de la Precipitación Máxima en 24 horas en las Estaciones de estudio

Período de Retorno TR (años)	Precipitación Máxima 24 horas (mm)		
	EL PORVENIR	SAUCE	CHAZUTA
5	76.70	86.00	97.90
10	85.40	101.20	109.60
20	93.80	115.70	120.90
25	96.50	120.30	124.50
50	104.60	134.50	135.50
100	112.80	148.60	146.50
200	120.90	162.80	157.50

Fuente: DRTC-SM, 2008

De los resultados obtenidos se puede apreciar que la Estación de Chazuta registra los mayores valores de precipitación máxima en 24 horas. En tal sentido y teniendo en consideración los cambios que se vienen presentando en el comportamiento del ciclo hidrológico, no solo en el ámbito de la carretera sino a nivel regional, optamos por trabajar con los valores de precipitación máxima en 24 horas para diferentes períodos de retorno en la Estación Pluviométrica de Chazuta.

3.2.5.1.3.7.4.1 Distribución Porcentual de la Precipitación Máxima en 24 horas

Teniendo en consideración que el área de estudio está referida casi en su totalidad a zona rural de montaña, se hace necesario realizar la distribución porcentual de la precipitación al 75%, 85% y 100% que corresponden a períodos de 6 horas, 12 horas y 24 horas respectivamente.

Por la naturaleza del presente estudio, corresponde realizar los cálculos para un período de duración de 6 horas.

La información procesada se presenta en las siguientes tablas:

Tabla N° 3. 23: Distribución Porcentual Estación El Porvenir

Período de Retorno TR (años)	Precipitación Máxima (mm). 6 horas (75%)	Precipitación Máxima (mm). 12 horas (85%)	Precipitación Máxima (mm). 24 horas (100%)
5	57.50	65.20	76.70
10	64.10	72.60	85.40
20	70.40	70.40	93.80
25	72.40	82.00	96.50
50	78.50	88.90	104.60
100	84.60	95.90	112.80
200	90.70	102.80	120.90

Fuente: DRTC-SM, 2008

Tabla N° 3. 24: Distribución Porcentual Estación Sauce

Período de Retorno TR (años)	Precipitación Maxima (mm). 6 horas (75%)	Precipitación Maxima (mm). 12 horas (85%)	Precipitación Maxima (mm). 24 horas (100%)
5	64.50	73.80	86.00
10	75.90	86.00	101.20
20	86.80	98.30	115.70
25	90.20	119.50	120.30
50	100.90	114.30	134.50
100	111.50	126.30	148.60
200	122.10	138.40	162.80

Fuente: DRTC-SM, 2008

Tabla N° 3. 25: Distribución Porcentual Estación Chazuta

Período de Retorno TR (años)	Precipitación Máxima (mm). 6 horas (75%)	Precipitación Máxima (mm). 12 horas (85%)	Precipitación Máxima (mm). 24 horas (100%)
5	73.40	83.20	97.90
10	82.20	93.20	109.60
20	90.70	102.80	120.90
25	93.40	105.80	124.50
50	101.60	115.20	135.50
100	109.90	124.50	146.50
200	118.10	133.90	157.50

Fuente: DRTC-SM, 2008

3.2.5.1.3.8 Obras de Drenaje Superficial

3.2.5.1.3.8.1 Consideraciones Generales

3.2.5.1.3.8.1.1 Finalidad del 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 del tramo en estudio.

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.

3.2.5.1.3.8.1.2 Criterios Funcionales

Los elementos del drenaje superficial se elegirán teniendo en cuenta criterios funcionales, según se mencionan a continuación:

Las soluciones técnicas disponibles.

La facilidad de su obtención y así como los costos de construcción y mantenimiento.

Los daños que eventualmente producirán los caudales de agua correspondiente al Período de retorno, es decir los máximos del Período de diseño.

Al paso del caudal de diseño, elegido de acuerdo al Período de retorno y considerando el riesgo de obstrucción de los elementos del drenaje, se deberá cumplir las siguientes condiciones:

En los elementos de drenaje superficial, la velocidad del agua será tal que no se produzca daños por erosión ni por sedimentación.

El máximo nivel de la lámina de agua dentro de una alcantarilla será tal que siempre se mantenga un borde libre no menor de 0.10 m.

3.2.5.1.3.8.1.3 Período de Retorno

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 durante el periodo para el cual se diseña la carretera.

En general, se aceptan riesgos más altos cuando los daños probables que se produzcan, en caso de que discurra un caudal mayor al de diseño, sean menores y los riesgos aceptables deberán ser muy pequeños cuando los daños probables sean mayores. El riesgo o probabilidad de excedencia de un caudal en un intervalo de años está relacionada con la frecuencia histórica de su aparición o con el periodo de retorno.

En la tabla N° 3.26, se muestran valores de riesgo de excedencia del caudal.

Tabla N° 3. 26: Riesgo de excedencia (%) durante la vida útil para diversos períodos de retorno

Período de retorno (años)	Años de vida útil				
	10	20	25	50	100
10	65.13%	87.84%	92.82%	99.48%	99.99%
15	49.84%	74.84%	82.18%	96.82%	99.90%
20	40.13%	64.15%	72.26%	92.31%	99.41%
25	33.52%	55.80%	63.96%	87.01%	98.31%
50	18.29%	33.24%	39.65%	63.58%	86.74%
100	9.56%	18.21%	22.22%	39.50%	63.40%
500	1.98%	3.92%	4.88%	9.3%	18.14%
1000	1.00%	1.98%	2.47%	4.88%	9.52%
10000	0.10%	0.20%	0.25%	0.50%	0.75%

Fuente: "Manual de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito y Diseño Geométrico - 2001 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones".

Se recomienda adoptar períodos de retorno no inferiores a 10 años para las cunetas y para las alcantarillas de alivio. Para las alcantarillas de paso, el período de retorno aconsejable es de 50 años.

En la siguiente tabla N° 3.27, se indican Períodos de retorno aconsejables según el tipo de obra de drenaje.

Tabla N° 3. 27: Períodos de retorno para diseños de obras de drenaje en caminos de bajo volumen de tránsito

TIPO DE OBRA	Periodo de Retorno en años
Puentes y pontones	100 (mínimo)
Alcantarillas de paso y badenes	50
Alcantarilla de alivio	10 – 20
Drenaje de la plataforma	10

Fuente: “Manual de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito y Diseño Geométrico - 2001 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones”.

3.2.5.1.3.8.1.4 Riesgos de Obstrucción

Las condiciones de funcionamiento de los elementos de drenaje superficial pueden verse alteradas por su obstrucción debido a cuerpos arrastrados por la corriente.

Entre los elementos del drenaje superficial de la plataforma, el riesgo es especialmente mayor en los sumideros y colectores enterrados, debido a la presencia de elementos flotantes y/o sedimentación del material transportado por el agua. Para evitarlo, se necesita un adecuado diseño, un cierto sobre dimensionamiento y una eficaz conservación y mantenimiento.

El riesgo de obstrucción de las obras de drenaje transversal (alcantarillas de paso de cursos naturales), fundamentalmente por vegetación arrastrada por la corriente, dependerá de las características de los cauces y zonas inundables y puede clasificarse en las categorías siguientes:

Riesgo Alto: Existe peligro de que la corriente arrastre árboles y rocas u objetos de tamaño parecido.

Riesgo Medio: Pueden ser arrastradas cañas, arbustos ramas y objetos de dimensiones similares en cantidades importantes.

Riesgo Bajo: No es previsible el arrastre de objetos de tamaño en cantidad suficiente como para obstruir el desagüe.

Si el riesgo fuera alto, deberá procurarse que la obras de drenaje transversal no funcionen a sección llena, dejando entre el nivel superior de la superficie del agua y el

techo del elemento un borde libre, para el nivel máximo del agua, con un resguardo mínimo de 1.5 m, manteniendo en una anchura no inferior a 12 m.

Si el riesgo fuera medio, las cifras anteriores podrán reducirse a la mitad. De no cumplirse estas condiciones, deberá tenerse en cuenta la sobre elevación del nivel del agua que pueda causar una obstrucción, aplicando en los cálculos una reducción a la sección teórica de desagüe.

También se podrá recurrir al diseño de dispositivos para retener al material flotante, aguas arriba y a distancia suficiente. Esto siempre que se garantice el mantenimiento adecuado.

3.2.5.1.3.8.2 Caudal de Escorrentía

Para el cálculo del caudal de escorrentía, existen varios métodos entre los cuales se mencionan:

3.2.5.1.3.8.2.1 Métodos Racionales

3.2.5.1.3.8.2.1.1 Método Racional

Consiste en emplear una fórmula que indica que el gasto es igual un porcentaje de la precipitación pluvial multiplicada por el área tributaria, y se expresa así:

Siendo:

$$Q = 27.52 CIA \dots\dots\dots (F.2.23)$$

Donde:

Q = Gasto en litros por Segundo

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de la precipitación, correspondiente al tiempo de concentración, en centímetros por hora.

A = Área a drenar en hectáreas.

Esta fórmula está basada en ciertas hipótesis como:

La proporción del escurrimiento resultante, de cualquier intensidad de lluvia, es un máximo cuando esta intensidad de lluvia dura al menos tanto como el tiempo de concentración.

El máximo escurrimiento resultante de una intensidad de lluvia con duración igual o mayor que el tiempo de concentración es una fracción de esa precipitación o sea que se supone una relación lineal entre Q e I, dando como consecuencia que Q sea igual a cero cuando I sea igual a cero.

El coeficiente de esorrentía es el mismo para todas las lluvias en una cuenca dada y para lluvias de diversas frecuencias.

La relación entre máxima descarga y tamaño del área de drenaje es la misma que la relación entre duración e intensidad de precipitación.

Como puede observarse, el método racional no toma en cuenta ni las variaciones de la intensidad de la lluvia en el área durante todo el tiempo de concentración, ni tampoco el efecto de almacenamiento en la cuenca a drenar, ya que supone que la descarga es igual a la precipitación pluvial menos toda la retención de la cuenca.

La fórmula del método racional siempre sobrestima el escurrimiento, con errores apreciables a crecer el tamaño del área a drenar.

La aplicación del mismo deberá circunscribirse a áreas de drenaje relativamente pequeñas, hasta 200 acres (104 Has) conforme a la F.H.A. (Federal Highway Administration), según la tabla N° 3.28.

Tabla N° 3. 28: Coeficientes de escurrimiento que se utilizan en el método racional

TIPO DE ÁREA DE DRENAJE	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO
Pavimentos bituminosos y de concreto	0.70-0.95
Superficies de grava o macadam	0.40-0.70

Suelo impermeable	0.40-0.60
Suelos impermeables con césped	0.30-0.55
Suelos ligeramente permeables	0.15-0.40
Suelos permeables	0.05-0.10
Áreas boscosas (dependiendo de la cubierta y la pendiente)	0.05-0.20

Fuente: "Manual de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito y Diseño Geométrico - 2001 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones".

Cuando se proyecta una alcantarilla ya sea por el método de comparación o ya sea por el método empírico, el área se obtiene directamente y por lo tanto se puede proceder a proyectar la forma, pendiente, etc.; de la alcantarilla.

Sin embargo, cuando se sigue el método de Sección y Pendiente, el método de la Precipitación Pluvial o el Método Racional, lo que se obtiene es el gasto Q que llega a la alcantarilla, y por lo tanto es necesario calcular el área hidráulica de la misma para dar paso a ese gasto.

Generalmente, al proyectar las obras de drenaje, se acostumbra proporcionar el área hidráulica de esta manera que nunca trabajen como conducto lleno ya que ello supone que el nivel de agua se eleva a la entrada de la alcantarilla lo que traería como consecuencia inundaciones de los trabajos de movimiento de tierras como terraplenes adyacentes, estabilización de taludes tanto superior como inferior.

3.2.5.1.3.8.2.1.2 Método Racional ARMCO

Este Método es utilizado con resultados satisfactorios en drenaje de carreteras durante los últimos 35 años. Plantea la siguiente ecuación:

$$Q = AIR/36f \dots\dots\dots (F.2.24)$$

Siendo:

Q = Gasto de escurrimiento superficial.

I = Factor de Escurrimiento superficial o impermeabilidad relativa.

A = Área drenada en hectáreas.

R = precipitación (cm/hora).

f = Factor para compensar la pendiente de la superficie.

Tabla N° 3. 29: Factor “f” aplicado en el método racional ARMCO

PENDIENTES	FACTOR “f”
≤ 0.5	3.0
0.5 % a 1.0 %	2.5
≥ 1.0 %	2.0

Fuente: “Manual de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito y Diseño Geométrico - 2001 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones”.

Tabla N° 3. 30: Valores de “I” para la aplicación en método racional ARMCO

TIPO DE ÁREA DE DRENAJE	FACTOR DE ESCURRIMIENTO “I”
CALLES	
Asfalto	0.70-0.95
Concreto	0.80-0.95
Adoquín	0.70-0.85
Aceras y andadores	0.75-0.85
Techos	0.75-0.95
CAMINOS	
Pavimento de macadam	0.30-0.45
Pavimento asfáltico	0.85-0.95
Grava, textura abierta	0.40-0.60
Tierra desnuda	0.02-0.80

Fuente: “Manual de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito y Diseño Geométrico - 2001 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones”.

3.2.5.1.3.8.2.2 Métodos Experimentales

3.2.5.1.3.8.2.2.1 Método de Precipitación Pluvial

Formula de Burkli-Ziegler

Consiste en proyectar la alcantarilla para dar paso a una cantidad de agua determinada por el escurrimiento probable del agua de lluvia. Las fórmulas para el cálculo del gasto en este procedimiento requieren el conocimiento de la precipitación pluvial, del área a drenar, de su topografía y de la clase de suelo de dicha área. Los tres últimos datos se pueden determinar en cualquier lugar en el momento en que se necesiten, más no así la precipitación pluvial la cual es necesario conocer su valor máximo en un número bastante grande en años.

A continuación se anotará la fórmula de Burkli - Ziegler para calcular el gasto máximo de una alcantarilla debido a un aguacero intenso en un área tributaria determinada pequeña (menos de 250 Has). La expresión de dicha fórmula es:

$$Q = 0.022 CIA \left(\frac{S}{A}\right)^{(1/4)} \dots\dots\dots (F.2.25)$$

Dónde:

Q = Gasto de la alcantarilla en (m3/seg), aportado por la cuenca tributaria.

A = Área tributaria de la cuenca en Has.

I = Precipitación pluvial en centímetros por hora, correspondiente al aguacero más intenso (de 10 minutos de duración en total).

S = Pendiente promedio de la inclinación de la cuenca en metros por Kilómetro (m/Km).

Tabla N° 3. 31: Coeficiente “C” para la aplicación en fórmula Burkli-Ziegler

CLASE DE SUELO	“C”
Para calles pavimentadas y distritos comerciales	0.75
Para calles ordinarias de la ciudad	0.625
Para parques y calles con macadam	0.30
Para terrenos de cultivo	0.25

Fuente: “Manual de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito y Diseño Geométrico - 2001 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones”.

➤ **Formula de Dickens**

Consiste en proyectar la alcantarilla para dar paso a una cantidad de agua. Se emplea para calcular el gasto máximo producido en una alcantarilla, debido a una lluvia de 24 horas de duración en un área tributaria grande, ósea de 0.25 Km². Esta fórmula plantea:

$$Q = 0.01386 C(A)^{(1/4)} \dots\dots\dots (F.2.26)$$

Dónde:

Q = Escurrimiento o gasto que tomará la alcantarilla o puente (m³/seg.) aportado por toda el área.

A = Área tributaria (Km²)

C = Coeficiente que depende de la clase de terreno y de la altura total de lluvia en 24 horas.

Tabla N° 3. 32: Valores de “C” para la aplicación en fórmula Dickens

CLASE DE TERRENO	Años de vida útil	
	10 cm en 24 horas	15 cm en 24 horas
Terreno plano	200	300
Terreno suave	250	325
Mucho lomerío	300	350

Fuente: “Manual de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito y Diseño Geométrico - 2001 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones”.

3.2.5.1.3.8.2.3 Métodos Empíricos

Estos métodos son especialmente usados cuando no ha existido ninguna obra de arte en el lugar y cuando no hay datos respecto al gasto máximo del arroyo, ni datos de precipitación pluvial.

Estos métodos están bastante generalizados y consiste en el empleo de ciertas fórmulas empíricas para calcular el área hidráulica en función del área drenada y de las características topográficas de la curva a drenar.

Encontrando el área hidráulica por medio de las fórmulas empíricas ya sea la de Talbot, la de Peck, o la Meyers, se ha visto que los resultados difieren bastante entre sí, y que los valores encontrados con la fórmula de Talbot son los que más se acercan al promedio de los valores obtenidos con las fórmulas. Debido a lo anterior por lo que generalmente, se emplea más la fórmula de Talbot que la Peck o la de Meyers.

La fórmula de Talbot está basada en un gran número de observaciones efectuadas en el medio oeste de los Estados Unidos y no toma en cuenta la intensidad de lluvia (mm/hora), ni la velocidad del escurrimiento, ni otros factores racionales, no se conoce a ciencia cierta la intensidad máxima observada, pero se supone que fue de 100 mm/hora.

La velocidad de escurrimiento fue variable, algo menos de 3 m/s.

La fórmula de Talbot da directamente el área de la alcantarilla requerida:

$$Q = 0.183a C(A)^{(1/4)} \dots\dots\dots (F.2.27)$$

Dónde:

a = área libre del tubo o área hidráulica (m²)

A = Área que se desea drenar (Ha)

C = Coeficiente que depende de la topografía del suelo.

Tabla N° 3. 33: Valores de “C” para la aplicación en fórmula Talbot

TOPOGRAFIA DEL SUELO	“C”
Para terrenos con suelo rocosos y pendiente abruptas	1.00
Para terrenos quebrados con pendientes moderadas	2/3
Para valles irregulares muy anchos en comparación con su largo	1/2
Para terrenos agrícolas ondulados, en los que el largo del valle es 3 ó 4 veces el ancho	1/4
Para zonas a nivel, no afectadas por acumulación de nubes o inundaciones fuertes.	1/5

Fuente: “Manual de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito y Diseño Geométrico - 2001 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones”.

Para condiciones más favorables o terrenos con drenaje subterráneo se disminuye C en un 50%, pero se aumenta para las laderas con pendientes pronunciadas o cuando la parte alta del valle tenga un declive muy superior al canal de alcantarilla.

3.2.5.1.3.8.2.4 Métodos Directos

3.2.5.1.3.8.2.4.1 Método de Sección Pendiente

Consiste en determinar el gasto del cauce por medio de secciones hidráulicas definidas y de la pendiente del arroyo. Para ello es necesario valerse de las huellas de las aguas máximas en el sitio en que se colocará la alcantarilla y determinar la sección y la pendiente del cauce en el cruce y en dos secciones definidas en las cuales las márgenes sean altas y sobrepasen el nivel de las aguas máximas.

El gasto máximo se calculará en función del área hidráulica, el perímetro mojado, la pendiente y un coeficiente de rugosidad de acuerdo con las paredes del cauce.

Con estos elementos, y mediante la fórmula de Manning se obtiene la velocidad que multiplicada por el área hidráulica correspondiente nos proporciona el gasto máximo para el que debe proporcionarse la alcantarilla.

Sin embargo, es muy frecuente que a pesar de tratarse de un cauce bien definido, no se encuentren huellas dejadas por el agua, por lo que en estos casos conviene deducir el gasto mediante el procedimiento de la precipitación pluvial.

El caudal se calcula mediante la fórmula de Manning que está en función del área hidráulica, Radio Hidráulico, pendiente y coeficiente de rugosidad, su fórmula es:

$$Q = \frac{A \times R^{2/3} \times S^{1/2}}{n} \dots\dots\dots (F.2.28)$$

Dónde:

Q = Gasto en m³/seg.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

R = Radio Hidráulico en metros, éste igual al área de la sección transversal del flujo (m²) dividido por el perímetro mojado (m).

S = Pendiente del cauce promedio (m/m).

V = Velocidad media del flujo (m/s).

3.2.5.1.3.8.3 Obras de arte a proyectarse

La elección del tipo de obra de arte a proyectarse son cunetas de base y alcantarillas TMC, se presenta una breve descripción de las características mínimas que deberán reunir cada uno de los tipos de obra que deberán conformar el sistema de drenaje superficial del tramo vial en estudio.

La ubicación de las obras de arte que conformarán el drenaje transversal de la carretera se ha realizado teniendo en consideración dos aspectos fundamentales. El estudio topográfico del eje de vía y los trabajos de verificación en campo de cada uno de los cursos de agua que atraviesa el tramo vial y donde es necesaria la construcción de obras de arte que permita el pase del agua de un lado al otro de la vía sin que esta sufra deterioro alguno. De los trabajos realizados, se han determinado la construcción de obras de drenaje transversal (02 alcantarillas TMC $\Phi=36''$) ubicadas en las progresivas km 08+035 y km 08+200, también se construirá 347.82 metros lineales de cunetas revestidas de $f'c=140$ kg/cm² para evacuar el agua de lluvia hacia las alcantarillas.

3.2.5.1.3.8.3.1 Cunetas

Son canales proyectados con la finalidad de recibir, transportar y evacuar el agua proveniente de la precipitación pluvial directa de los taludes de corte y de la calzada y a veces el agua que escurre de pequeñas áreas adyacentes.

Las cunetas son obras que conformarán todo el sistema de drenaje longitudinal.

Deberán ser construidas con revestimiento sugiriéndose que en tramos cuyas pendientes sean mayores al 5% el recubrimiento presente altos valores de rugosidad para aminorar la velocidad del flujo de agua y evitar que este se salga de la caja de la cuneta y discurra a través de la superficie de rodadura. El agua transportada por las cunetas deberá ser evacuada a través de las alcantarillas de alivio.

3.2.5.1.3.8.3.1.1 Diseño de Cunetas

3.2.5.1.3.8.3.1.1.1 Sección y Dimensiones de las cunetas

Las cunetas tendrán en general sección triangular y se proyectaran para todos los tramos en ladera y corte cerrado. Sus dimensiones serán fijadas de acuerdo a las condiciones pluviométricas. El ancho es medido desde el borde de la subrasante hasta la vertical que pasa por el vértice inferior.

La profundidad es medida verticalmente desde el nivel del borde de la subrasante hasta el fondo o vértice de la cuneta

Siendo las dimensiones mínimas las indicadas en la tabla N° 3.34.

Tabla N° 3. 34: Dimensiones mínimas de las cunetas

REGIÓN	PROFUNDIDAD (m)	ANCHO (m)
Seca	0.20	0.50
Lluviosa	0.30	0.75
Muy lluviosa – a más	0.5 – más	1.20 – más

Fuente: Manual de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito y Diseño Geométrico - 2001 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Nota: para nuestro proyecto se ha utilizado la cuneta para una región Muy lluviosa – a más que tiene una profundidad de 0.50 m y un ancho de 1.29 m.

3.2.5.1.3.8.3.1.1.2 Revestimiento de las cunetas

Para evitar el deterioro del pavimento las cunetas deberán ser revestidas. Dicho revestimiento será a base de mampostería de piedra, concreto u otro material.

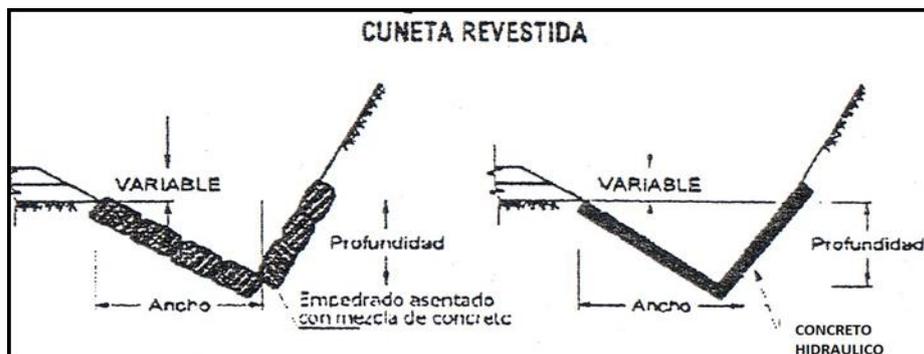


Figura 3.1 : Revestimiento de Cuneta
Fuente: Expediente Técnico (DRTC-SM, 2008)

3.2.5.1.3.8.3.1.1.3 Desagüe de las cunetas

La descarga del agua de las cunetas se efectuara por medio de alcantarillas de alivio. La ubicación de estos aliviaderos deberá ser establecida por el Ingeniero teniendo en cuenta la longitud máxima alcanzable con relación a la pluviosidad de la zona y a las dimensiones de la cuneta. Se recomienda además que en los puntos bajos de la curva vertical cóncava, en los que no se considere necesaria una alcantarilla, se proyecte un aliviadero de cuenta.

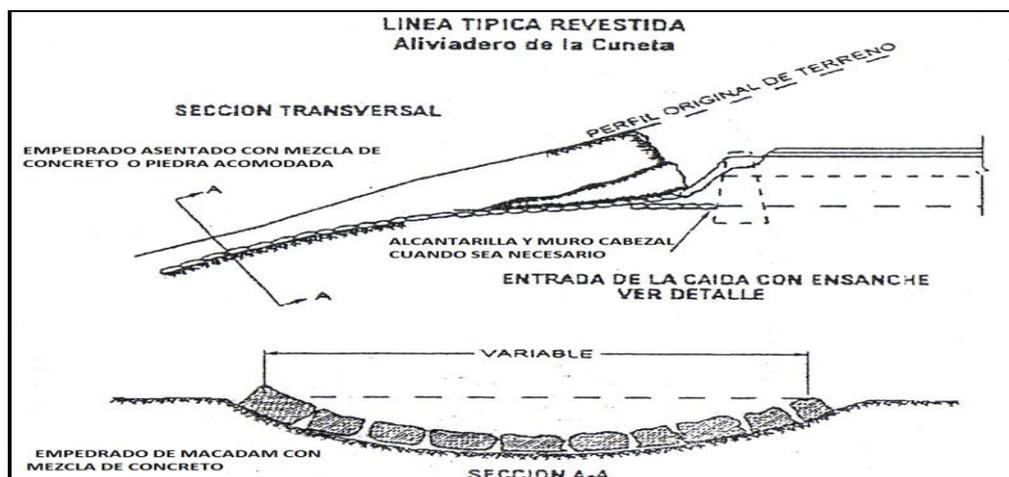


Figura 3.2 : Desague de Cuneta
Fuente: Expediente Técnico (DRTC-SM, 2008)

3.2.5.1.3.8.3.1.1.4 Cálculo de caudal (Q) de las cunetas

Para un flujo uniforme según las fórmulas de Manning, se tiene:

$$Q = \frac{A \times R^{2/3} \times S^{1/2}}{\eta} \dots\dots\dots (F. 2.28)$$

$$V = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2}}{\eta} \dots\dots\dots (F. 2.29)$$

Dónde:

V: Velocidad Media del Flujo m/s

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

R: Radio Hidráulico (m)

S: Pendiente del Cauce Promedio (m/m), en este caso de la cuneta.

Seguidamente se procede a diseñar la sección que tendrá la cuneta revestida, cuyas dimensiones se muestran en el Figura N° 3.3.

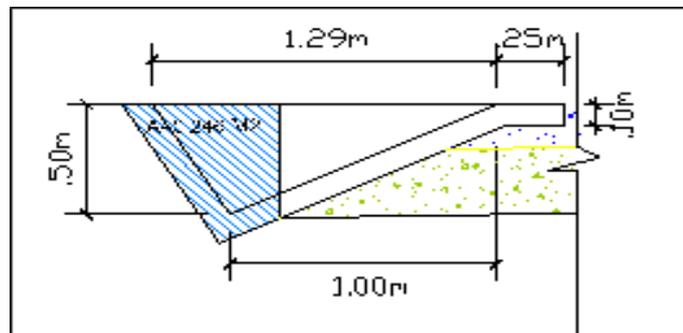


Figura 3.3 : Diseño de cuneta de 1.29 x 0.50 m
Fuente: Expediente Técnico (DRTC-SM, 2008)

Datos que utilizaremos:

Z1 = 0.29 m

Z2 = 1.00 m

H = 0.50 m

Ancho = 1.29 m

Revestimiento de cunetas:

n= 0.017 revestido en concreto sin alisar para nuestro caso.

Con las fórmulas:

$$V = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2}}{\eta}$$

$$Q = \frac{A \times R^{2/3} \times S^{1/2}}{\eta}$$

Se procede a calcular la velocidad en (m/s) y el caudal en (m3/s), seguidamente utilizaremos las siguientes formulas:

Cálculo del Área Hidráulica, reemplazando los datos en la fórmula F. 2.30 obtenemos:

$$A = \frac{H^2}{2} (Z_1 + Z_2) \dots \dots \dots (F. 2.30)$$

$$A = \frac{0.50^2}{2} (0.29 + 1.00)$$

$$A = 0.456 \text{ m}^2$$

Cálculo del Radio Hidráulico, reemplazando los datos en la fórmula F. 2.31 obtenemos:

$$R = \frac{H(Z_1 + Z_2)}{2(\sqrt{1 + Z_1^2} + \sqrt{1 + Z_2^2})} \dots \dots \dots (F. 2.31)$$

$$R = \frac{0.50(0.29 + 1.00)}{2(\sqrt{1 + 0.29^2} + \sqrt{1 + 1.00^2})}$$

$$R = 0.131 \text{ m}$$

Cálculo de la pendiente S= 0.14 % que se consiguió del Estudio Topográfico.

Reemplazando en las fórmulas F.2.28 y F.2.29, se obtiene lo siguiente:

$$Q = \frac{R^{2/3} * S^{1/2} * A}{n} = \frac{0.131^{2/3} * 0.14^{1/2} * 0.456}{0.017}$$

$$Q = 0.258 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n} = \frac{0.131^{2/3} * 0.14^{1/2}}{0.017}$$

$$V = 0.567 \text{ m/s}$$

Finalmente los resultados consolidados se muestran en el cuadro N° 3.5.

Cuadro N° 3. 5: Resultados del diseño de cunetas

Progresiva	Progresiva	Pendiente	Velocidad	Caudal
Inicial	final	S %	V (m/s)	Q (m3/S)
00+000	00+347.82	0.140	0.567	0.258

Fuente: Elaboración Propia

3.2.5.1.3.8.3.2 Alcantarillas

3.2.5.1.3.8.3.2.1 Generalidades

Son Obras de Arte denominadas de drenaje transversal. Tienen por finalidad permitir que el agua pueda pasar de un lado a otro de la carretera, generalmente pasan por debajo de la superficie de rodadura por lo tanto deben ser proyectadas de manera tal que puedan resistir el peso del relleno, así como, las cargas derivadas del tráfico.

Su forma puede ser: rectangulares o circulares y deben permitir la evacuación rápida del agua que llega a ellas, estarán ubicadas en todas las quebradas, en los desagües de las cunetas y en todas las partes bajas de la carretera que se pasan con rellenos para evitar los empozamientos de agua y los consiguientes daños al terraplén.

3.2.5.1.3.8.3.2.2 Tipos de Alcantarillas

Por su función, se distinguen dos tipos de alcantarillas a proyectarse en el tramo vial en estudio, las cuales describimos brevemente a continuación:

a) Alcantarillas de alivio.

Son aquellas destinadas a evacuar el agua por las obras de drenaje longitudinal de la vía (cunetas).

Estas obras estarán ubicadas en el punto de encuentro topográficamente más bajo de dos tramos consecutivos de vía en contrapendiente.

Se deberá tener en consideración el diámetro mínimo de alcantarilla. Estas obras deberán poseer una estructura especial tanto de recepción de agua de las cunetas, así como de su entrega fuera de la vía, de tal manera de evitar el fenómeno de erosión y el futuro colapso del cabezal de salida y luego de toda la estructura.

b) Alcantarillas de drenaje transversal.

D= 0.815 m, redondeamos a 0.914 m por ser diámetro comercial (TMC).

D= 36"

Cálculo de la pendiente de la alcantarilla.

$$S = \left(\frac{31.15 * n^2}{D^{1/3}} \right) \dots \dots \dots (F. 2.33)$$

$$S = \left(\frac{31.15 * 0.021^2}{0.91^{1/3}} \right)$$

S = 1.42%

A continuación se presenta el cuadro N° 3. 6, en el cual se indica la ubicación de cada una de las alcantarillas proyectadas.

Cuadro N° 3. 6: Ubicación de las obras de drenaje transversal

Nº	Progresiva (Km)	Tipo obra de arte	Observaciones
01	8 + 035	Alcantarilla TMC Φ= 36"	Alivio escorrentía de agua
02	8 + 200	Alcantarilla TMC Φ= 36"	Alivio escorrentía de agua

Fuente: Elaboración Propia

3.2.5.2 Programa de Monitoreo In Situ del Deslizamiento Rotacional

Consistió en tomar el registro del monitoreo in situ del deslizamiento rotacional durante el periodo de Enero a Agosto del año 2015, se tomaron 39 registros después de ocurridas las precipitaciones pluviales obteniendo 104.69 cm de desplazamiento tangencial, en el cuadro N° 3.6 se presenta la información consolidada del registro in situ del deslizamiento rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106, Tramo Emp. PE-5N (Puente Colombia)-Shapaja-Chazuta.

Cuadro N° 3. 7: Monitoreo In situ del deslizamiento rotacional

Item	Precipitación Pluvial	Tramo en estudio	Precipitación (mm)		N° de registros	Desplazamiento (cm)
			Alta	Baja		
ENERO						
1	23/01/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.85
2	24/01/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	2.46
3	28/01/2015	km 08+000 - 08+300	X		1.00	5.36
4	30/01/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	2.65
5	31/01/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.73
FEBRERO						
6	02/02/2015	km 08+000 - 08+300	X		1.00	4.99
7	03/02/2015	km 08+000 - 08+300	X		1.00	5.34
8	04/02/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.66
MARZO						
9	05/03/2015	km 08+000 - 08+300	X		1.00	5.07

MAYO						
17	09/05/2015	km 08+000 - 08+300	X		1.00	4.38
18	11/05/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.39
19	12/05/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	2.70
20	16/05/2015	km 08+000 - 08+300	X		1.00	5.94
21	17/05/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.75
22	19/05/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.98
23	20/05/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.63
JUNIO						
24	02/06/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.98
25	03/06/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.63
26	04/05/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.46
27	05/05/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.12
28	06/06/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	2.04
29	09/06/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.46
30	15/05/2015	km 08+000 - 08+300	X		1.00	4.96
31	19/06/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.46
32	24/06/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.86
33	26/06/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.33
34	29/06/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.81
JULIO						
35	12/07/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.09
36	22/07/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.07
37	31/07/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.72
AGOSTO						
38	11/08/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.43
39	12/08/2015	km 08+000 - 08+300		X	1.00	1.39
TOTAL					39.00	104.69

Fuente: Elaboración Propia

3.2.5.3 Propuesta de Estabilización del talud por deslizamiento rotacional tramo Km 08+000 al Km 08+300

3.2.5.3.1 Prevención

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes o laderas es el de establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo. Generalmente, los beneficios más importantes desde el punto de vista de reducción de amenazas y riesgos es la prevención.

3.2.5.3.1.1 Prevención para disminuir o eliminar el riesgo

De la evaluación realizada en campo, definidos los niveles de amenaza y riesgo, el mecanismo de falla y analizados los factores de equilibrio, se pasó al objetivo final que es el diseño del sistema de prevención control o estabilización. Existen formas de enfocar y resolver cada problema específico y la metodología que se requiere emplear depende de una serie de factores técnicos, sociales, económicos, políticos; con una gran cantidad de variables en el tiempo.

A continuación se presentan algunas de las metodologías que se han utilizado para disminuir o eliminar el riesgo a los deslizamientos de tierra:

3.2.5.3.1.2 Prevención ante amenaza del deslizamiento rotacional

La prevención incluye el manejo de la vulnerabilidad, evitando la posibilidad de que se presenten riesgos o amenazas. La prevención debe ser un programa del estado, en todos sus niveles mediante una legislación y un sistema de manejo de amenazas que permita disminuir los riesgos a deslizamiento en un área determinada, Tabla N° 3.35.

Tabla N° 3.35: Métodos de prevención de la amenaza o el riesgo

Método	Ventajas	Desventajas
Disuación con medidas coercitivas	Son muy efectivas cuando la comunidad está consciente del riesgo y colabora con el estado.	El manejo de los factores socioeconómicos y sociales es difícil.
Planeación del uso de la tierra	Es una solución ideal para zonas urbanas y es fácil de implementar.	No se puede aplicar cuando ya existe el riesgo.
Códigos técnicos	Presenta herramientas precisas para el control y prevención de amenazas.	Se requiere de una entidad que los haga cumplir.
Aviso y Alarma	Disminuye en forma considerable el riesgo cuando es inminente.	Generalmente, se aplica después de ocurrido el desastre.

Fuente: Suarez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

3.2.5.3.1.3 Elusión de la amenaza del deslizamiento rotacional

Eludir la amenaza consiste en evitar que los elementos en riesgo sean expuestos a la amenaza del deslizamiento rotacional, se muestra en la Tabla N° 3.36.

Tabla N° 3.36: Métodos de elusión de amenazas de deslizamientos.

Método	Aplicaciones	Limitaciones
Variantes o relocalización del proyecto	Se recomienda cuando existe el riesgo de activar grandes deslizamientos difíciles de estabilizar o existen deslizamientos antiguos de gran magnitud. Puede ser el mejor de los métodos si es económico hacerlo.	Puede resultar costoso y el nuevo sitio o alineamiento puede estar amenazado por deslizamientos.
Remoción total de deslizamientos	Es atractivo cuando se trata de volúmenes pequeños de excavación.	La remoción de los deslizamientos puede producir nuevos movimientos.

Fuente: Suarez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

Para nuestro caso optaremos por la Remoción del deslizamiento y la construcción de terracerías (banquetas) para disminuir el peso en la cabeza del deslizamiento rotacional.

3.2.5.3.1.4 Control de la amenaza del deslizamiento rotacional

Métodos tendientes a controlar la amenaza activa antes de que se produzca el riesgo a personas o propiedades. Generalmente, consisten en estructuras que retienen la masa en movimiento. Este tipo de obras se construyen abajo del deslizamiento para detenerlo después de que se ha iniciado, se tiene la siguiente Tabla N° 3.37.

Tabla N° 3.37: Estructuras de control de masas en movimiento.

Método	Ventajas	Desventajas
Bermas	Generalmente son económicas rápidas de construir.	Se requiere un espacio grande a mitad de talud.

Fuente: Suarez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

3.2.5.3.2 Estabilidad del talud

La estabilización de un talud del deslizamiento rotacional del km 08+000 al km 08+300, comprende los siguientes pasos:

Evaluación del deslizamiento rotacional.

Utilización del Método Sueco, este método comprende todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a falla por rotación.

Diseño del sistema de estabilización, mediante la construcción de terracerías (Banquetas), se incluye planos topográficos y especificaciones de diseño.

Empleo de equipo mecánico, control durante y después de la estabilización.

3.2.5.3.2.1 Evaluación del deslizamiento rotacional

Para estabilizar el talud del deslizamiento rotacional, fue necesario establecer previamente las siguientes situaciones de inestabilidad:

Talud existente aparentemente estable: Corresponde a las laderas modificadas y que por largo tiempo han permanecido estables.

Talud en proyecto, o por construir: Modificación geométrica de las laderas con fines de sustento de obras de ingeniería civil.

Talud con insuficiencia de estabilidad: Ladera modificada cuyo factor de seguridad a la estabilidad es menor a la unidad.

Talud colapsado, a ser reconstruido: Corresponde a los taludes afectados por la geodinámica externa asociado al derrumbe.

La solución geotécnica integral de estabilización del talud para el talud colapsado que es nuestro caso de deslizamiento rotacional incluirá necesariamente la formulación y desarrollo de dos componentes:

Componente 1: Evaluación de la condición de estabilidad del talud.

Componente 2: Metodología de estabilización y Remediación del talud.

3.2.5.3.2.1.1 Evaluación de la condición de estabilización del talud

Para evaluar la condición de estabilidad del talud del deslizamiento rotacional de la progresiva km 00+000 al km 08+000, se incluirá el desarrollo de los siguientes criterios de evaluación:

La mecánica de suelos, mediante el Estudio de Geotecnia.

El comportamiento Geodinámico del tramo, mediante el Estudio Geológico.

El comportamiento flujo de agua, mediante el Estudio Hidrológico.

La geometría del talud y la topografía del tramo, mediante el Estudio Topográfico.

Se deberá evaluar la condición de estabilidad del talud para solicitaciones estáticas y sísmicas, mediante el Método Sueco es normal adoptar valores mínimo del F.S entre 1.25 y 1.80 siendo 1.5 el factor de seguridad mínimo habitual para solicitaciones estáticas. De este modo, cualquier talud cuyo círculo crítico presente un valor de F.S inferior al mínimo será considerado inestable.

Las propiedades físicas y mecánicas de los materiales geotécnicos se determinaron mediante ensayos de campo y laboratorio (Corte Directo) en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y arquitectura. Fue necesario tener en cuenta los modos operativos correspondientes a cada ensayo y a cada necesidad.

Para el análisis de estabilidad del talud del deslizamiento rotacional km 08+000 y suelos fue necesario realizar el estudio Geológico-Geotécnico e Hidrológico, que permitan caracterizar los materiales y evaluar los parámetros de diseño necesario, a fin de obtener la estabilidad del talud.

Las cargas sísmicas pueden generar problemas de movimientos del talud. Un sismo establece mayor probabilidad de riesgo de ocurrencias de geodinámicas externas. En el estudio Topográfico se detalló aquellas zonas identificadas como críticas.

3.2.5.3.2.1.2 Metodología de estabilización y Remediación del talud

Determinada la condición de estabilidad del talud, se seleccionará y aprobará el método o la combinación de métodos de estabilidad que, de acuerdo a su análisis, muestren potencialidades suficientes para estabilizar y remediar el talud. Dichos métodos deberán mostrar su eficacia y eficiencia, teniendo que nuevamente ser verificada a la condición de estabilidad del talud para condiciones estáticas y pseudo estáticas. Asimismo, se desarrollara y recomendara si es necesario incorporar a la solución integral un método de control contra erosión, a fin de otorgarle sostenibilidad a la solución de estabilización del talud.

Los métodos de estabilización y remediación de taludes serán establecidos de acuerdo a la identificación de peligros y los resultados de la evaluación de los mecanismos que generan la inestabilidad del mismo. Se podrán aplicar los siguientes métodos:

Por disminución de las presiones hidrostáticas.

Por disminución de los esfuerzos cortantes solicitantes.

Por introducción de fuerzas resistentes.

Por mejoría de las propiedades del depósito y/o macizo.

Por incorporación de inhibidores o controladores de energía de caída.

Se optó por el Método de disminución de los esfuerzos cortantes solicitantes mediante el Método Sueco o Método de Fellenius.

3.2.5.3.2.1.3 Nivel de riesgo en la inestabilidad del talud

En la tabla N° 3.38 se muestra en resumen los sectores geológicos y geotécnicamente homogéneos, con sus respectivos calificativos de estabilidad, ubicados a lo largo de la carretera.

Tabla N° 3. 38: Grados de inestabilidad del tramo de la carretera

SECTOR	PROGRESIVAS	ESTABILIDAD
1	21+850 – 29+897	ZE
2	0+000 – 4+400	ZED
3	16+700 – 21+850	ZI
4	4+400 – 16+700	ZID

Fuente: DRTC-2008, Estudio Especial Geología y Geotecnia

Donde:

ZE = Zona Estable

ZED = Zona de Estabilidad Dependiente

ZI = Zonas Inestables

ZID = Zona de Inestabilidad Dependiente

Según la sectorización realizada en todo el recorrido de la carretera, el tramo a evaluar en el presente estudio, corresponde al sector 4 y zona de estabilidad (ZID), Zona Inestable Dependiente, comprendido entre las progresivas del Km 08+000 al Km 08+300.

3.2.5.3.2.2 Análisis de estabilidad del talud por el Método Sueco

Evaluación del deslizamiento del talud en la progresiva KM 08+000 al KM 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106, Tramo Emp. PE-5N (Puente Colombia) - Shapaja - Chazuta, considerándolo cohesivo y homogéneo con el terreno de cimentación.

Valores de ensayos de laboratorio Corte Directo

$$c = 2.01 \text{ tn/m}^2$$

$$\gamma = 1.48 \text{ tn/m}^3$$

Dada las condiciones del perfil, se analiza únicamente la posibilidad de falla por el pie del talud.

Se realizaran cálculos con varios círculos de tanteo a fin de encontrar el más crítico.

1er Tanteo:

Datos del análisis del talud y topográficos

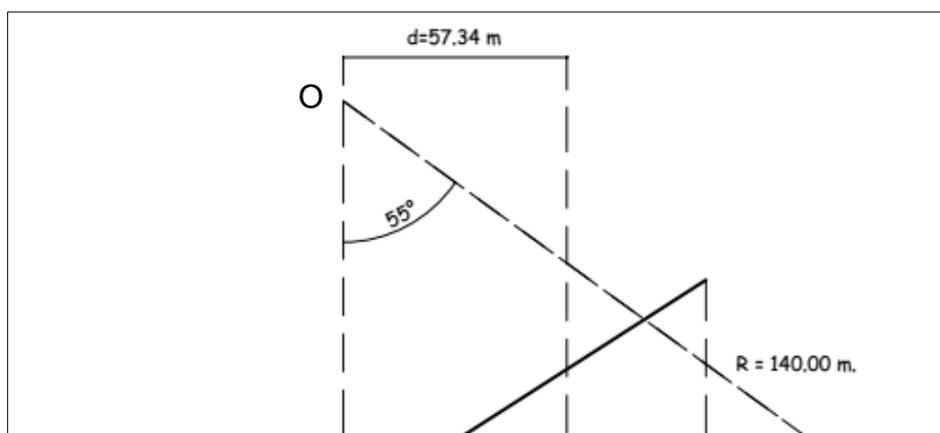
$$R = 120.00 \text{ m}$$

$$\theta = 55^\circ$$

$$H = 50.58 \text{ m}$$

$$L = 2\theta R = 2 \frac{55^\circ \cdot \pi}{360^\circ} \cdot 120.00 = 36.67 \text{ m}$$

$$d = R \frac{\text{Sen } \theta}{2} = 120 \frac{\text{Sen } 55^\circ}{2} = 57.34 \text{ m}$$



TERRENO NATURAL

TERRENO IDEALIZADO

Figura 3.4 : Círculo primer tanteo
Fuente: Elaboración Propia

Cálculo del Momento Motor:

$$M_M = W \times d$$

W dovela = (A. rt.(ancho unitario))

d = Distancia del centroide a la vertical que pasa por O

$$M_M = 2000.26 \times 1.48 \times 47.53 = 140,707.09 \text{ tn. m}$$

Cálculo del Momento Resistente:

$$M_R = C \times L \times R = 2.01 \times 36.67 \times 120.00 = 8,844.80 \text{ tn. m}$$

$$FS = \frac{M_R}{M_M} = \frac{8,844.80}{140,707.09} = 0.063$$

Como el FS=0.063, es menor que 1.5, el talud es inestable.

2do Tanteo:

Datos del análisis del talud y topográficos

$$R = 100.00 \text{ m}$$

$$\theta = 55^\circ$$

$$H = 42.20 \text{ m}$$

$$L = 2\theta R = 2 \frac{55^\circ \cdot \pi}{360^\circ} \cdot 100.00 = 30.56 \text{ m}$$

$$d = R \frac{\text{Sen } \theta}{2} = 100 \frac{\text{Sen } 55^\circ}{2} = 40.96 \text{ m}$$

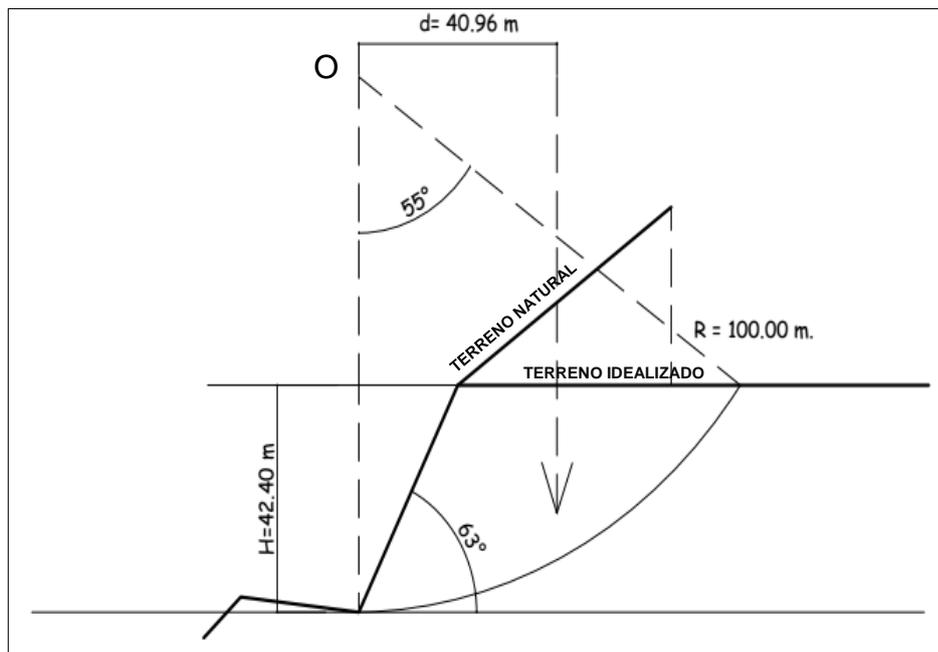


Figura 3.5 : Círculo segundo tanteo
Fuente: Elaboración Propia

Cálculo del Momento Motor:

$$M_M = W \times d$$

$$W \text{ dovela} = (A \cdot \gamma \cdot (\text{ancho unitario}))$$

d = Distancia del centroide a la vertical que pasa por O

$$M_M = 1752.45 \times 1.48 \times 42.44 = 110,073.49 \text{ tn. m}$$

Cálculo del Momento Resistente:

$$M_R = C \times L \times R = 2.01 \times 30.56 \times 100.00 = 6,142.56 \text{ tn. m}$$

$$FS = \frac{M_R}{M_M} = \frac{6,142.56}{110,073.49} = 0.056$$

Como el $FS=0.056$, es menor que 1.5, el talud es inestable.

3.2.5.3.2.3 Diseño de Estabilización del talud Tramo km 08+000 al km 08+300

Previamente a la aplicación de un método de elusión debe estudiarse la posibilidad de aplicación de sistemas de estabilización en los aspectos técnicos y económicos.

No es una buena práctica de ingeniería el tratar de eludir los problemas antes de intentar resolverlos.

La presencia de deslizamientos de gran magnitud difíciles de estabilizar es un argumento de gran peso para sustentar un proceso de elusión. Debe tenerse en cuenta que en ocasiones estos deslizamientos son movimientos antiguos, los cuales han sido disfrazados por procesos nuevos de meteorización, erosión o por vegetación o actividades humanas.

Los Sistemas que tienden a lograr un equilibrio de masas, reduciendo las fuerzas que producen el movimiento, según la siguiente Tabla N° 3.39.

Tabla N° 3.39: Método de conformación topográfica para equilibrar fuerzas

Método	Ventajas	Desventajas
Remoción de materiales de la cabeza del talud.	Muy efectivo en la estabilización de deslizamientos rotacionales.	En movimientos muy grandes las masas a remover tendrían una gran magnitud.
Abatimiento de la pendiente .	Efectivo especialmente en suelos friccionantes.	No es viable económicamente en taludes de gran altura.
Terraceo de la superficie.	Además de la estabilidad al deslizamiento, permite construir obras para controlar la erosión.	Cada terraza debe ser estable independientemente.

Fuente: Suarez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

3.2.5.3.2.3.1 Remoción de material de la cabeza del Tramo Km 08+000 al Km 08+300

La remoción de materiales inestables va desde el descapote o remoción de los primeros metros de suelo hasta la eliminación de todo el material inestable. Generalmente, hay limitaciones prácticas al empleo de este método por los volúmenes de tierra que se requiere manejar y la falta de espacio para colocar esta tierra, teniendo en cuenta sus efectos ambientales.

La remoción de una suficiente cantidad de materiales en la parte superior del talud puede resultar en un equilibrio de fuerzas que mejore la estabilidad del talud. En la

práctica este método es muy útil en fallas activas. La cantidad de material que se requiere depende del tamaño y características del movimiento y de la geotecnia del sitio.

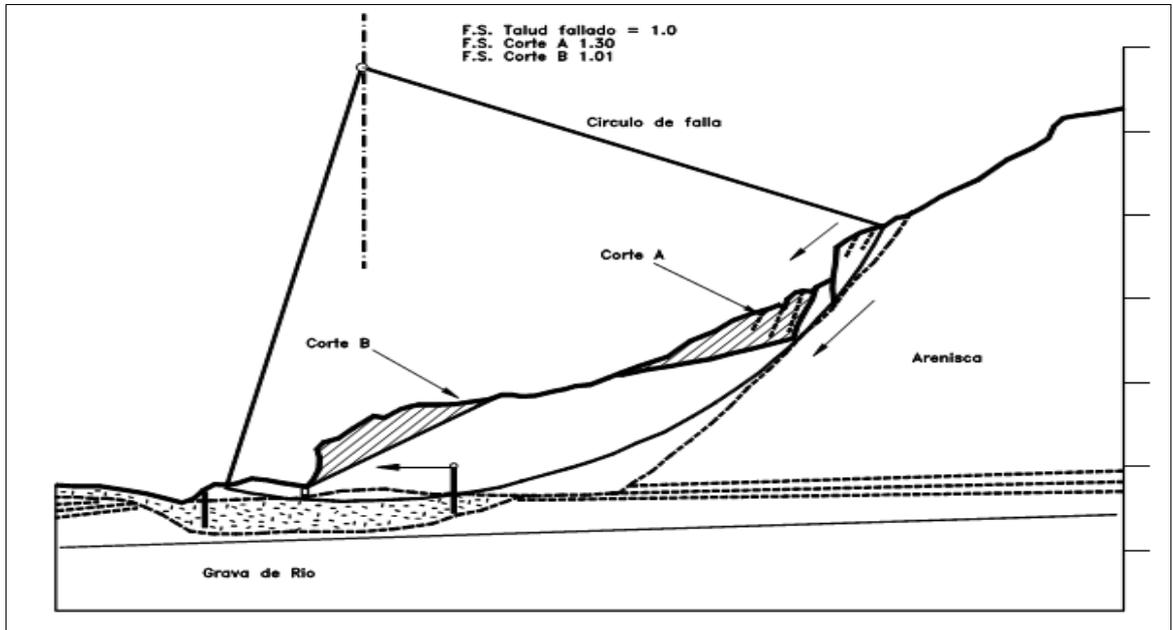


Figura 3.6 : Corte del material deslizado para mejorar el factor de seguridad
Fuente: Suarez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

Antes de iniciar el proceso de corte debe calcularse la cantidad de material que se requiere remover con base en un análisis de estabilidad para un factor de seguridad propuesto. El cálculo se realizó generalmente, por un sistema de Estabilización afianzándose en el Método Sueco para el calculo del factor de seguridad $F.S=0.06$ menor que el admitido para un talud estable 1.5.

Finalmente la efectividad técnica del sistema y el factor económico van a determinar su viabilidad. En ocasiones estos materiales pueden ser utilizados como préstamo para terraplenes en el mismo proyecto.

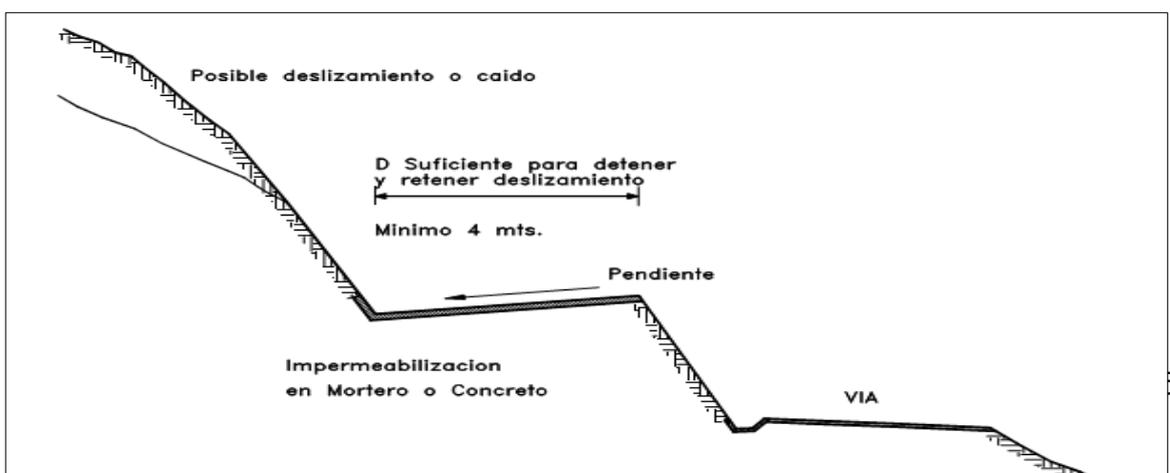


Figura 3.7 : Bermas para detener derrumbes o rocas
Fuente: Suarez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

Generalmente, se requiere suspender el tráfico en las vías para remover los bloques de roca y construir estructuras de protección para las obras existentes en áreas cercanas.

Los factores más importantes a tener en cuenta en el diseño de estas estructuras son los siguientes:

- a. Trayectoria de las piedras.
- b. Velocidad.
- c. Energía de impacto.
- d. Volumen total de acumulación.

Para el caso de nuestro estudio se trabajó en un área de 81,289.64 m² y se removerá 300,324.84 m³ de material excedente producto de la construcción de terracerías (banquetas), se transportará en el área del deslizamiento rotacional progresiva km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106, Emp. PE-05 (Puente Colombia)-Shapaja-Chazuta.

3.2.5.3.2.3.2 Abatimiento de la pendiente del talud del Tramo Km 08+000 al Km 08+300

Al disminuir la pendiente del talud, el círculo crítico de falla se hace más largo y más profundo para el caso de un talud estable, aumentándose en esta forma el factor de seguridad. El abatimiento se puede lograr por corte o por relleno.

El abatimiento de la pendiente del talud es económicamente posible en taludes de poca altura, pero no ocurre lo mismo en taludes de gran altura, debido al aumento exagerado

de volumen de tierra de corte con el aumento de la altura. El abatimiento por relleno en ocasiones no es posible por falta de espacio en el pie del talud.

3.2.5.3.2.3 Terrazas o Bermas intermedias

La construcción de terrazas en la parte alta de un deslizamiento de rotación tiende a reducir el momento actuante y controlar el movimiento. Si el proceso se hace en la parte inferior se puede lograr el proceso inverso de disminuir el factor de seguridad.

El efecto es el de disminuir las fuerzas actuantes, en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes. En esta forma el círculo crítico de falla se hace más profundo y más largo aumentándose el factor de seguridad.

Al construir las terrazas el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, los cuales a su vez deben ser estables. El terraceo se le puede realizar con el propósito de controlar la erosión y facilitar el establecimiento de la vegetación. La altura de las gradas es generalmente, de 5 a 7 metros y cada grada debe tener una cuneta revestida para el control del agua superficial. El sistema de cunetas a su vez debe conducir a una estructura de recolección y entrega con sus respectivos elementos de disipación de energía.

En suelos residuales generalmente, la grada más alta debe tener una pendiente menor, teniendo en cuenta que el suelo subsuperficial es usualmente el menos resistente. Las terrazas generalmente, son muy útiles para control de aguas de escorrentía.

En todos los casos debe considerarse el efecto que se puede tener sobre los taludes arriba y abajo de la terraza a excavar.

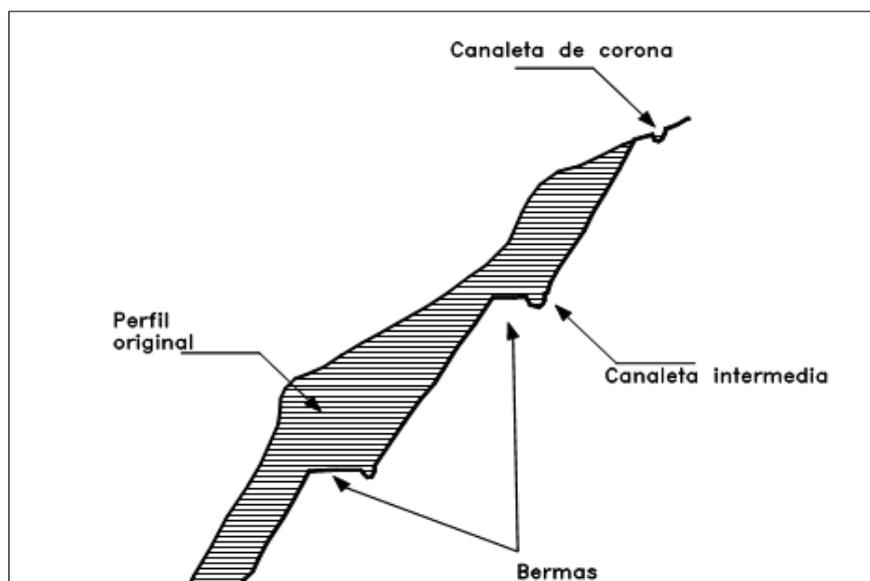


Figura 3.8 : Estabilización del talud por conformación del talud y bermas.
Fuente: Suarez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

3.2.5.3.2.3.3.1 Diseño de la geometría de las bermas

Uno de los objetivos principales del área de la estabilidad de taludes, es el diseño de taludes topográficamente estables. Este tipo de problema se presenta en el trazado de vías, explanaciones, exploraciones mineras, urbanizaciones, etc. El diseño comprende las decisiones de tipo topográfico y estabilización que se requiere presupuestar, previamente a la construcción de la obra civil, en la Figura N° 3.9 se muestra como se debe realizar el perfilado del talud.

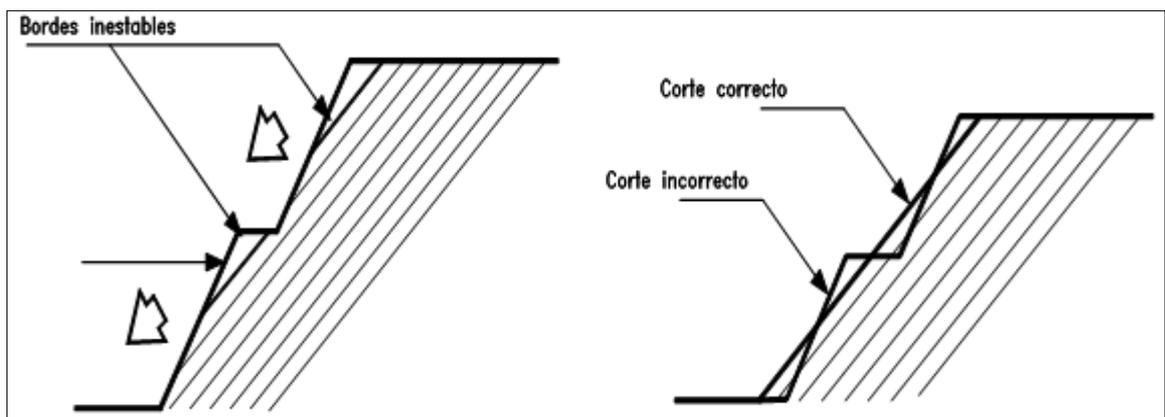


Figura 3.9 : Cortes en taludes con juntas semiparalelas a la topografía del terreno
Fuente: Suarez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

El diseño de un talud consistió en definir su altura, pendiente y elementos topográficos con base en parámetros geotécnicos. Para el diseño de un talud se empleó dos fases:

1. Cálculo de factor de seguridad del talud y diseño del sistema de estabilización del talud por deslizamiento rotacional con ayuda del Método Sueco.
2. Definición de pendientes y alturas de acuerdo al comportamiento del talud mediante los estudios Geológicos, Geotécnicos e Hidrológicos.

3.2.5.3.2.3.3.2 Criterios generales para el diseño de bermas y pendientes

Para el diseño de bermas y pendientes se deben tener en cuenta los siguientes criterios:

1. Formación Geológica

A mayor competencia de la roca se permiten mayores pendientes y mayores alturas. Las areniscas, calizas y rocas ígneas duras y sanas permiten taludes casi verticales y grandes alturas. Los esquistos y lutitas no permiten taludes verticales.

2. Meteorización

Al aumentar la meteorización se requieren taludes más tendidos, menores alturas entre bermas y mayor ancho de las gradas. Los materiales muy meteorizados requieren de taludes inferiores a 1H:1V, en la mayoría de las formaciones geológicas no permiten alturas entre bermas superiores a 7 metros y requieren anchos de berma de mínimo 4 metros.

3. Microestructura y estructura geológica

Entre menos espaciadas sean las discontinuidades se requieren pendientes menores de talud. Para materiales muy fracturados se requieren taludes, alturas y bermas similares a los que se recomiendan para materiales meteorizados.

4. Minerales de arcilla

Los suelos que contengan cantidades importantes de arcillas activas, tipo Montmorillonita, requieren de pendientes de talud inferiores a 2H:1V. Los suelos con Kaolinita permiten generalmente, taludes hasta 1H:1V. Las alturas entre bermas en suelos arcillosos no deben ser superiores a 5 metros y las gradas deben tener un ancho mínimo de 4 metros.

5. Niveles freáticos y comportamiento hidrológico

Los suelos saturados no permiten taludes superiores a 2H:1V a menos que tengan una cohesión alta.

6. Sismicidad

En zonas de amenaza sísmica alta no se deben construir taludes semiverticales o de pendientes superiores a 1/2H:1V , a menos que se trate de rocas muy sanas.

7. Factores antrópicos

En zonas urbanas no se recomienda construir taludes con pendientes superiores a 1H:1V y las alturas entre bermas no deben ser superiores a 5 metros.

8. Elementos en riesgo

Los taludes con riesgo de vidas humanas deben tener factores de seguridad muy altos.

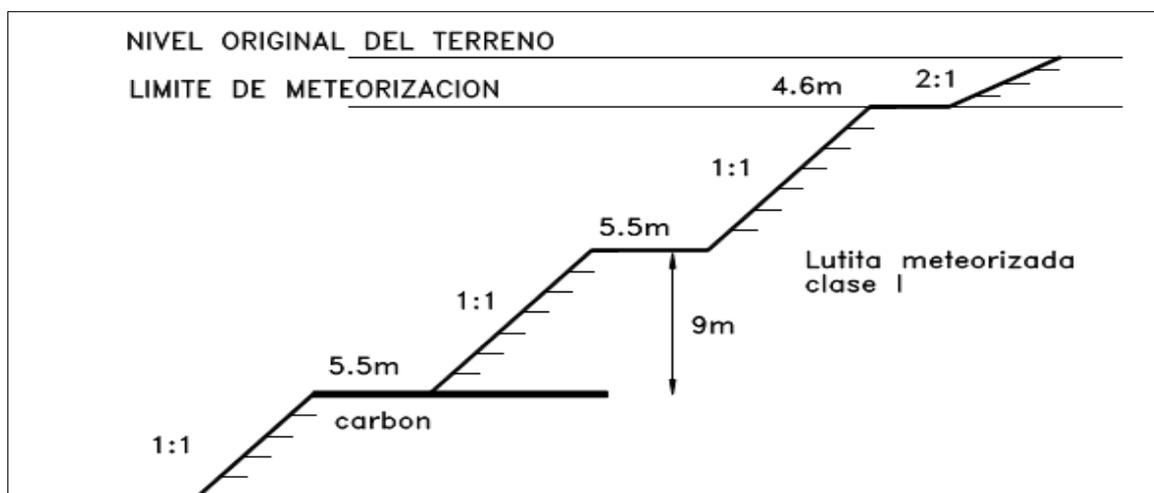


Figura 3.10 : Configuración típica de taludes
Fuente: Suarez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

3.2.5.3.2.3.3.3 Recubrimiento de la superficie

Métodos que tratan de impedir la infiltración o la ocurrencia de fenómenos superficiales de erosión, o refuerzan el suelo más subsuperficial.

El recubrimiento puede consistir en elementos impermeabilizantes como el concreto o elementos que refuerzan la estructura superficial del suelo como la cobertura vegetal, mediante la tabla N° 3.40.

Tabla N° 3.40: Métodos de recubrimiento de la superficie de talud

Método	Ventajas	Desventajas
Recubrimiento de la superficie del talud.	El recubrimiento ayuda a controlar la erosión.	Se debe garantizar la estabilidad del recubrimiento.
Conformación de la superficie.	Puede mejorar las condiciones del drenaje superficial y facilitar el control de erosión.	Su efecto directo sobre la estabilidad es generalmente, limitado.

Fuente: Suarez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

3.2.5.3.2.3.3.4 Control de agua superficial y subterránea

Sistemas tendientes a controlar el agua y sus efectos, disminuyendo fuerzas que producen movimiento y/o aumentando las fuerzas resistentes, se tiene la siguiente tabla N° 3.41.

Tabla N° 3.41: Método de control de agua y presión de poros.

Método	Ventajas	Desventajas
Canales superficiales para control de escorrentía.	Se recomienda construirlos como obra complementaria en la mayoría de los casos. Generalmente, las zanjas se construyen arriba de la corona del talud.	Se deben construir estructuras para la entrega de las aguas y disipación de energía.

Fuente: Suarez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

3.2.5.3.2.3.3.5 Estructuras de contención

Métodos en los cuales se van a colocar fuerzas externas al movimiento aumentando las fuerzas resistentes, sin disminuir las actuantes. Cada tipo de estructura tiene un sistema diferente de trabajo y se deben diseñar de acuerdo a su comportamiento particular, se observa en la tabla N° 3.42.

Tabla N° 3.42: Método de estructuras de contención.

Método	Ventajas	Desventajas
Relleno o berma de roca o suelo en la base del deslizamiento.	Efectivos en deslizamientos no muy grandes especialmente en los rotacionales actuando como contrapeso.	Se requiere una cimentación competente para colocar el relleno.

Fuente: Suarez Díaz, Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

3.2.5.3.2.3.3.6 Modificación del nivel de la subrasante del tramo

En la etapa de diseño la modificación del nivel de la subrasante del proyecto vial puede resultar en profundidades mucho menores de cortes que darían una mayor estabilidad a los taludes. En estos casos el ingeniero geotecnista debe trabajar conjuntamente con el ingeniero de trazado vial para lograr un equilibrio entre la estabilidad y las características del proyecto. Generalmente es más efectivo y económico modificar las características del diseño ,que construir obras de estabilización de deslizamientos.

La modificación puede incluir el cambio del proyecto en planta como cambiar el radio o localización de una curva o separar el proyecto del talud.

3.2.5.3.2.4 Diseño Semiempírico

Debido a las dificultades que existen para la utilización de diseños empleando el sistema tradicional clásico en taludes de zonas tropicales, se ha intentado formular reglas de diseño con base en la experiencia conocida. El uso de este sistema semi-

empírico requiere de mucho cuidado, si la experiencia no proviene de la misma formación geológica en las mismas condiciones topográficas, climáticas y geotécnicas.

El estudio patológico de las fallas, cuando los factores que contribuyen a una falla pueden ser evaluados, sirve también como bases para objeto del diseño en taludes, dentro de una misma formación geológica. En todos los casos es necesario que se logre entender los fenómenos que pueden ocurrir dentro de los taludes objeto del diseño. En el diseño de cortes se debe tener en cuenta la geología del talud y en especial las estructuras o discontinuidades y el perfil de meteorización.

3.2.5.4 Costo de Operación para estabilizar el talud superior km 08+000

Para estimar el costo para estabilizar el talud superior del deslizamiento rotacional del tramo km 08+000 al km 08+300, se utilizó el software S10 que nos permitió obtener el presupuesto de las partidas a ejecutarse del tramo en estudio.

El Presupuesto de Estabilización del talud superior del tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106, Tramo Emp. PE-5N (Puente Colombia)-Shapaja-Chazuta, el monto presupuestado para dicha actividad se observa en el siguiente cuadro N° 3.8.

Cuadro N° 3. 8: Costo de Estabilización del talud (En Soles)

Presupuesto

Presupuesto 801065 PROPUESTA DE ESTABILIZACION DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL DEL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM 106 TRAMO EMPALME PE-5N (PUENTE COLOMBIA) - SHAPAJA - CHAZUTA.

Subpresup 001 ATENCION DE EMERGENCIA

Ciente BACH. RUBÉN RONALD SOPLOPUCO TORRES Costo al 29/07/2017

Lugar SAN MARTIN - SAN MARTIN - SHAPAJA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
------	-------------	------	---------	------------	-------------

01	OBRAS PRELIMINARES				6,194.78
01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	glb	1.00	3,400.00	3,400.00
01.02	TRAZO Y REPLANTEO	km	0.35	1,127.95	394.78
01.03	MANTENIMIENTO DE TRANSITO Y SEGURIDAD VIAL	glb	1.00	2,400.00	2,400.00
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				1,874,353.42
02.01	REMOCION DE MATERIAL DE DESLIZAMIENTO	m3	144,975.66	5.31	769,820.75
02.02	CONSTRUCCION DE BANQUETAS	m3	155,349.18	14.57	1,104,532.67
03	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE				100,314.13
03.01	ALCANTARILLAS				56,962.03
03.01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				42,075.66
03.01.01.01	TRAZO Y REPLANTEO	m2	113.23	12.04	1,363.29
03.01.01.02	EXCAVACION PARA ESTRUCTURA (ALCANTARILLA)	m3	231.49	11.70	2,708.43
03.01.01.03	CAMA DE MATERIAL GRANULAR EN ALCANTARILLA	m3	2.78	169.10	470.10
03.01.01.04	ALCANTARILLA TMC 36"	m	30.00	501.77	15,053.10
03.01.01.05	RELLENO CON MATERIAL GRANULAR	m3	96.92	212.82	20,626.51
03.01.01.06	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	231.49	8.01	1,854.23
03.01.02	CONCRETO SIMPLE				1,213.04
03.01.02.01	MAMPOSTERIA DE PIEDRA EMBOQUILLADA	m3	4.76	254.84	1,213.04
03.01.03	CONCRETO ARMADO				13,673.33
03.01.03.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	54.50	43.42	2,366.39
03.01.03.02	ACERO FY=4,200 KG/CM2	kg	682.95	4.47	3,052.79
03.01.03.03	CONCRETO FC=175 KG7CM2	m3	26.58	310.54	8,254.15
03.02	CUNETAS				43,352.10
03.02.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURA (CUNETAS REVESTIDA)	m3	85.56	6.55	560.42
03.02.02	CONCRETO FC=140 KG7CM2	m3	71.30	342.60	24,427.38
03.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CUNETAS	m2	82.09	44.18	3,626.74
03.02.04	JUNTAS ASFALTICAS E= 1"	m	236.52	62.31	14,737.56
	COSTO DIRECTO				1,980,862.33

SON : UN MILLON NOVECIENTOS OCHENTA MIL OCHOCIENTOS SESENTIDOS Y 33/100 NUEVOS SOLES

Fuente: Elaboración Propia

IV. RESULTADOS

De los estudios de ingeniería realizados al tramo Km 08+000 al 08+300 de la Carretera Departamental Ruta SM-106, Emp. PE-05N (Puente Colombia)-Shapaja - Chazuta, se obtienen los siguientes resultados consolidados:

4.1 Estudio Topográfico

Cuadro N° 4. 1: Resultados del Estudio Topográfico.

ESTUDIO	RESULTADOS
---------	------------

Topográfico	TRAMO DE ESTUDIO KM 08+000 AL KM 08+300
	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de relieve: plano a ondulado • Pendiente máx y mín: 4.4% - 0.5% • Longitud del deslizamiento: 300 m • Pendiente promedio: 45° • Altura promedio del deslizamiento: 55 m • Radio máximo: 140 m • Radio mínimo: 100 m • Altitud promedio: 236.339 msnm • Área a estabilizar: 81,289.64 m² • Volumen del deslizamiento rotacional: 300,324.84 m³ • Corte y perfilado del talud 1:1.5 (Bermas):155,349.18 m³

Fuente: Elaboración Propia.

4.2 Estudio Geológico – Geotécnico

4.2.1 Estudio Geológico

Cuadro N° 4. 2: Resultados del Estudio Geológico

ESTUDIO	RESULTADOS
Geológico	<ul style="list-style-type: none"> • Geomorfología: Cadena longitudinal subandina, la montaña principal se encuentra entre Shapaja y Muyuna. • Geología: Unidades geológicas: Formaciones del periodo Cenozoico del Terciario Inferior y Medio, con formaciones Yahuarango (P-y) y Chambira (PN-ch) y el Terciario Superior representado por la formación Ipururo (N-I). • Geología Estructural: Evento tectónico: Falla Shapaja – Sauce es de tipo inversa de alto ángulo con rumbo N40°O, pone en contacto a rocas Cretácicas de la Formación Chonta con rocas del Terciario de la Formación Yahuarango, cruza el río Huallaga a la altura de Shapaja prolongándose hasta Sauce.

Fuente: Elaboración Propia.

4.2.2 Estudio Geotécnico

Cuadro N° 4. 3: Resultados del Estudio Geotécnico

ESTUDIO	RESULTADOS
Geotécnico	<ul style="list-style-type: none"> • Clasificación del Suelo: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Calicata N° 01, SUCS: CL ▪ Calicata N° 02, SUCS: CH
	<ul style="list-style-type: none"> • Ensayo de Corte Directo: <ul style="list-style-type: none"> ▪ Corte Directo N° 01, $\gamma = 1.49 \text{ gr/cm}^3$ $\Phi = 21^\circ$ $C = 0.20 \text{ kg/cm}^2$

	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Corte Directo N° 02, $\gamma = 1.46 \text{ gr/cm}^3$ $\Phi = 7^\circ$ $C = 0.22 \text{ kg/cm}^2$
--	--

Fuente: Elaboración Propia

4.3 Estudio Hidrológico

Cuadro N° 4. 4: Resultados del Estudio Hidrológico

ESTUDIO	RESULTADOS
Hidrológico	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño Hidráulico de alcantarillas TMC $\Phi = 36''$ <ul style="list-style-type: none"> ▪ $Q_{\text{Diseño}} = 0.854 \text{ m}^3/\text{s}$ ▪ $\Phi = 36''$ ▪ $S = 1.42\%$
	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño Hidráulico de cunetas revestidas de $1.29 \times 0.50 \text{ m}$ <ul style="list-style-type: none"> ▪ $Q_{\text{Diseño}} = 0.258 \text{ m}^3/\text{s}$ ▪ $V_{\text{Diseño}} = 0.567 \text{ m/s}$

Fuente: Elaboración propia

4.4 Estabilidad de taludes

Cuadro N° 4. 5: Análisis de Estabilidad del talud – Método Sueco

EVALUACION	RESULTADOS	
Nivel de riesgo	Zona (ZID), Zona Inestable Dependiente	
Análisis Método Sueco	1er tanteo: $FS=0.044 < 1.5$ el talud es inestable, siendo el F.S: 1.5 habitual para que el talud sea estable según el Método Sueco.	2do tanteo: $FS=0.039 < 1.5$ el talud es inestable, siendo el F.S: 1.5 habitual para que el talud sea estable según el Método Sueco.

Fuente: Elaboración Propia

4.5 Programa de Monitoreo In situ del deslizamiento rotacional

Cuadro N° 4. 6: Registro del desplazamiento tangencial

N° REGISTROS	RESULTADOS
39 registros	Desplazamiento tangencial $D_T = 104.69 \text{ cm}$

Fuente: Elaboración Propia

4.6 Costo Propuesta Estabilización del talud

Cuadro N° 4. 7: Costo de la propuesta de estabilización

Concepto	PROYECTO ESTABILIZACION
Costo Directo	1,980,862.33
Presupuesto Total	1,980,862.33

Fuente: Elaboración Propia

V. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 Estudios Básicos de Ingeniería

La información topográfica obtenida nos permitió obtener detalles topográficos básicos, especialmente de aquellos parámetros geométricos del deslizamiento rotacional como la altura, pendiente, curvatura, longitud, cuyos datos resumen se presentan en el Cuadro N° 4.1. La topografía ha sido realizada para esta investigación a escala 1/500, la cual ha servido como base para los estudios geológico, geotécnico e hidrológico y para la obtención de los perfiles de estabilidad, concordando con lo que sugiere **Suárez (1998, pág. 35)**.

En el Estudio Geológico, en forma general, se han definido las características del suelo o roca, las formaciones geológicas de origen igneo-metamórfico y las discontinuidades,

según el Cuadro N° 4.2, que se encuentran dentro del área de estudio y que podrían haber facilitado la ocurrencia de del deslizamiento rotacional a lo largo de un cierto plano de debilidad como conductores de corrientes de agua subterránea, según la fuente consultada; sin embargo, se recomienda hacer una investigación geológica – geotécnica más detallada, que nos permita determinar la profundidad de la falla, así como las características físico mecánicas del terreno de cimentación. En función de los resultados se procederá a diseñar la solución más adecuada. Esta recomendación es la que nos propone **Isique (2012, pág. 12)**.

En la exploración de campo se excavaron 02 calicatas, luego se realizaron estudios de mecánica de suelos obteniendo la siguiente clasificación SUCS: CL y SUCS: CH, además se realizó el ensayo de Corte Directo In Situ, ubicado en la corona y centro del deslizamiento rotacional, obteniendo los parámetros de resistencia cortante del conglomerado, como el ángulo de fricción $\phi = 14^\circ$, Cohesión $C = 2.01 \text{ tn/cm}^2$, Peso Volumétrico $\gamma = 1.48 \text{ gr/cm}^3$, dichos parámetros nos indican que la masa del deslizamiento rotacional está consolidada y se comporta como si fuese un solo bloque, los resultados también nos sirven para hacer el cálculo del factor de seguridad mediante el Método Sueco, obteniendo un $F.S = 0.06$ que está por debajo del valor habitual que es 1.5 haciendo de esta manera que el deslizamiento rotacional sea altamente inestable, eligiendo la técnica de diseño y construcción mediante la ejecución de un sistema de banquetas que nos permitan disminuir las fuerzas actuantes, en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes. En esta forma el círculo crítico de falla se hace más profundo y más largo aumentándose el factor de seguridad, de manera se está siguiendo las recomendaciones que propone **Gómez (2014, pág. 43)**.

Al evaluar el comportamiento de las aguas superficiales que actuaron como detonadores para que se produzca el deslizamiento rotacional y estos se encuentran generalmente, relacionados con las precipitaciones pluviales y la hidrología superficial, el Estudio Hidrológico nos permitió determinar los caudales máximos, según el Cuadro N° 4.4, luego realizar drenaje superficial con cunetas de coronación no revestidas, captando las aguas de lluvia de la parte alta y evacuarlos hacia las alcantarillas, luego realizar drenaje subterráneo con drenes, previo diseño y construcción de cunetas

superficiales en el costado de la plataforma de la carretera, conforme lo sugiere **Aguilar (2012, pág. 22)**.

5.2 Estabilidad de taludes

Para estabilizar el talud del deslizamiento rotacional, fue necesario la Evaluación de la condición de estabilidad del talud, la sectorización corresponde al sector 4 y zona de estabilidad (ZID), Zona Inestable Dependiente, para conocer el Factor de Seguridad del deslizamiento rotacional se ha utilizado el Método Sueco, tal como se observa en el Cuadro N° 4.5, que nos proporciona la siguiente información $F.S = 0.06$, dicha información nos indica que el deslizamiento rotacional es inestable.

Una primera opción para estabilizar el talud superior del tramo, es realizando una variante en el margen izquierdo, luego realizar banquetas peinando el talud del cerro dándole la inclinación H:1 V:2.5 para el suelo CH-CL presentado en el tramo, como segunda opción es estabilizar la plataforma, con material de préstamo calificado que presente buenas condiciones de compactación (Material tipo A-1b (0) con un IP de 4 a 6), realizando control de calidad con pruebas de densidad de campo % de compactación al 95% de la máxima densidad seca del ensayo de proctor modificado.

Se está escogiendo la primera opción por ser una solución mas económica y práctica común en estos tipos de deslizamientos rotacionales, ya que hay sistemas de estabilización mas costosos como la construcción de muros de contención donde los montos son muy elevados con respecto a la primera opción, según la recomendación de **Aguilar (2012, pág. 12)**.

5.3 Programa de Monitoreo In situ del deslizamiento rotacional

Debido a la peligrosidad del deslizamiento rotacional se ha controlado los posibles movimientos del talud hasta alcanzar el equilibrio del sistema, los resultados se muestran en el Cuadro N° 4.6.

El programa de Monitoreo In Situ del deslizamiento rotacional constituye un documento técnico de control y vigilancia. El objetivo del programa de monitoreo es proporcionar información que demuestre que los impactos potenciales a través de la aplicación de

las medidas de manejo y programas relacionados, cumplan con los estándares y límites aceptables, situación que también la sugiere **Suárez (1998, pág. 25)**.

5.4 Costo total del proyecto

En la presente investigación se ha considerado el monto que nos costaría solucionar el problema del deslizamiento rotacional, elaborando un presupuesto de obra de aproximadamente S/. 1,980,862.33, según el cuadro resumen N° 4.7. El área a investigar depende del tamaño del proyecto, costo de operación y equipo mecánico que se utilizaran para solucionar el problema, conforme lo propone **Suárez (1998, pág. 28)**.

5.5 Contrastación de la Hipótesis

Los resultados obtenidos del estudio topográfico, geológico, geotécnico e hidrológico al complementarse con los registros del programa de monitoreo in situ del deslizamiento rotacional han sido de gran importancia, de tal manera que nos permitio encontrar la información necesaria y poder plantear la solución de diseño y construcción de estabilización del talud superior del tramo.

En el planeamiento de medidas efectivas de estabilización es importante entender las causas de la inestabilidad. En términos topográficos los efectos en la superficie del deslizamiento dependen de varios factores como son la geometría, tipo de terreno. Un estudio geológico concienzudo y un programa detallado de exploración del subsuelo ensayos de corte directo para encontrar el ángulo de fricción (Φ) y la cohesión (C) son necesarios para determinar la causa del deslizamiento y planificarlas medidas correctivas. Al evaluar el comportamiento de las aguas superficiales que actuaron como detonadores para que se produzca el deslizamiento rotacional y estos se encuentran generalmente, relacionados con las precipitaciones pluviales y la hidrología superficial y el Programa de Monitoreo in situ del deslizamiento rotacional que nos proporcionó información del comportamiento del deslizamiento.

En la ingeniería una vez analizado la estabilidad del terreno y calculado su coeficiente de seguridad F.S: 0.06 se comprobó que el deslizamiento rotacional se encuentra en

movimiento constante y es inestable, de manera que si no se toman acciones correctivas externas, el problema va a permanecer latente y siempre estaremos observando los problemas de deslizamiento en este tramo. Por ello, la solución práctica que debe tomarse es haciendo un movimiento inminente de masa de suelo construyendo banquetas, peinando el talud del cerro dándole la inclinación H: 1 V: 2.5 del suelo existente CL-CH para proporcionar contrapeso en la pata del talud fallado, considerando como una ventaja de las banquetas la reducción en volumen y velocidad de la escorrentía sobre la cara del talud y por consiguiente la reducción en erosión e infiltración; las bermas amplias pueden disipar la energía cinética de las rocas desprendidas de partes más altas, reduciendo el daño en las estructuras en el pie del talud.

De esta manera estamos en condiciones de indicar que habiendo realizado de manera adecuada los estudios básicos de ingeniería en los aspectos de Topografía, Geotecnia, Geología e Hidrología y los registros del Programa de monitoreo in situ del deslizamiento, se obtuvieron los parámetros necesarios que nos permita utilizar Técnicas de Diseño y Construcción óptimos para la Estabilización del Talud por Deslizamiento Rotacional del tramo en estudio, de manera que la hipótesis propuesta se está validando ya que la información de los estudios de ingeniería y los registros del programa de monitoreo in situ nos permitió encontrar la técnica de diseño y construcción óptima para estabilizar el talud por deslizamiento rotacional, favoreciendo la toma de decisiones para llevar a cabo la estabilización del talud del deslizamiento rotacional y garantizar la permanente transitabilidad en la Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Empalme PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja – Chazuta. Puente Colombia – Shapaja – Chazuta.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

a) Del trabajo de campo realizado para el diagnóstico de las condiciones actuales de la vía, así como el trabajo de gabinete que consistió en recopilar información de los estudios de ingeniería en los aspectos de Topografía, Geología, Geotecnia, Hidrológicos y los registros del Programa de Monitoreo, nos permitió obtener una metodología de diseño y construcción para estabilizar el talud por deslizamiento rotacional del tramo en estudio.

b) Se obtuvieron los parámetros requeridos para el estudio como son: :

Estudio topográfico, se puede concluir que el terreno presenta una variación de Plano a Ondulado longitudinal con Pendientes de 4.4% a 0.5%, Pendiente transversal promedio de 45°, Altura del deslizamiento 25 m, Longitud del deslizamiento 300 m, Radios de 140 a 100 m, Área a estabilizar 81,289.64 m², Volumen del deslizamiento del orden de 300,324.84 m³.

Estudio Geológico, se puede concluir lo siguiente:

Geomorfología: Cadena longitudinal subandina, la montaña principal se encuentra entre Shapaja y Muyuna.

Geología: Unidades geológicas: Formaciones del periodo Cenozoico del Terciario Inferior y Medio, con formaciones Yahuarango (P-y) y Chambira (PN-ch) y el Terciario Superior representado por la formación Ipururo (N-I).

Geología Estructural: Evento tectónico: Falla Shapaja – Sauce es de tipo inversa de alto ángulo con rumbo N40°O, pone en contacto a rocas Cretácicas de la Formación Chonta con rocas del Terciario de la Formación Yahuarango, cruza el río Huallaga a la altura de Shapaja prolongándose hasta Sauce.

Estudio Geotécnico, se realizaron ensayos de mecánica de suelos, obteniendo los siguientes resultados:

Clasificación SUCS: CL-CH.

Ensayo de Corte Directo: 01: $\gamma = 1.48 \text{ tn/m}^3$, $\Phi = 14^\circ$, $C = 2.01 \text{ tn/m}^2$

Estudio Hidrológico, se obtuvieron los siguientes resultados:

Diseño Hidráulico de 30 metros de alcantarilla TMC $\Phi = 36''$

$Q_{\text{Diseño}} = 0.854 \text{ m}^3/\text{s}$

$\Phi = 36''$

$S = 1.42\%$

Diseño Hidráulico cunetas triangulares revestidas, sección $1.29 \times 0.50 \text{ m}$

$Q_{\text{Diseño}} = 0.258 \text{ m}^3/\text{s}$

$V_{\text{Diseño}} = 0.567 \text{ m/s}$

c) Se determinó el Factor de Seguridad para la estabilidad de los taludes utilizando el Método Sueco, obteniendo los siguientes resultados:

1er tanteo: F.S= 0.063, es menor que 1.5, el talud es inestable.

2do tanteo: F.S= 0.056, es menor que 1.5, el talud es inestable.

d) Los elementos constitutivos de un talud del deslizamiento rotacional, son:

Corona o iniciación de la zona de falla: Numerosas grietas, la mayoría de ellas cóncavas hacia el deslizamiento.

Talud principal (detrás de la zona fallada): Casi vertical, limpio, cóncavo hacia el deslizamiento, no presenta estrías ni zanjas.

Flancos: Las estrías de los flancos del escarpio tienen grandes taludes verticales cerca de la cabeza con notables componentes horizontales cerca de la base, presenta grietas en escalón.

Cabeza: La parte superior del material fallado conserva partes del terreno natural, toda la cabeza de la falla está surcada por grietas y los árboles en la zona caída apuntan cerro arriba.

Cuerpo: La parte del suelo que se mueve se rompe y se disgrega, existen grietas longitudinales con ensanchamientos arriba de la base.

Base: Presencia de grietas profundas sobre la base, en las zonas de levantamientos, no hay presencia de bloques individuales grandes y los árboles inclinados cuesta abajo.

Pie: Flujo de tierra en forma de lóbulos, con fuerte presencia de material rodado en la superficie y enterrado.

e) La inestabilidad del talud del deslizamiento rotacional se determinó utilizando el Método Sueco, obteniendo un factor de seguridad F.S: 0.06; se utilizará la técnica de estabilización mediante la construcción de banquetas de inclinación H:1 V:2.5, que tienden a reducir el momento actuante y controlar el movimiento del deslizamiento rotacional produciéndose de esta manera la estabilización del talud superior del deslizamiento rotacional y dando solución al problema.

6.2 Recomendaciones

a) El estudio de los taludes en las distintas obras de ingeniería es de suma importancia, el problema de deslizamientos no afecta únicamente a poblaciones, sino a toda la infraestructura de las vías de comunicación por lo que es recomendable realizar estudios topográficos, geológicos, geotécnicos e hidrológicos que nos permitan encontrar la información suficiente para estabilizar los taludes de los deslizamientos rotacionales.

b) En el estudio de estabilidad de taludes es preciso conocer con máxima precisión los parámetros geotécnicos ángulo de rozamiento Φ y la cohesión C del terreno los cuales dependerán de los movimientos experimentados por el sub suelo.

- c) Al obtener un factor de seguridad menor a la unidad, es recomendable su inmediato desquinche y/o peinado de taludes, con ayuda de equipo mecánico y con intervención de personal obrero con experiencia en estas labores.
- d) Se recomienda la adopción de banquetas, en el caso de taludes de corte con altura mayores a 10.00 m.
- e) Se recomienda realizar un programa de monitoreo Post-Construcción de las bermas, realizando el mantenimiento periódico de las plataformas de las banquetas para evitar la erosión a causa de las precipitaciones pluviales presentadas en la zona.

VII. BIBLIOGRAFÍA

- Aguilar, Z.** (2012). *“Condiciones Geotécnicas de los Tramos Inestables en la Carretera Puente Colombia – Shapaja – Chazuta”*, Lima – Perú.
- Arce, I.** (1994). *“Desastres Naturales y lineamientos de Planteamiento”*, Tesis Profesional, Tarapoto Perú.
- Bañon, I.** (2008). *“Estabilidad de taludes”*, Editorial Casa Blanca, Primera Edición – Mexico.
- Blanco, E.** (2011). *“Sistemas flexibles de alta resistencia para la estabilización de taludes”* (Tesis Doctoral). Universidad de Cantabria. Santander – Colombia.
- CENAPRED** (2001). *“Proyecto de Prevención de Desastres”* – Colombia.
- Codina, S.** (2005). *“Proyecto de Estabilidad de taludes en el Municipio de Santa Clara”* – El Salvador.
- De Llorens, J.** (2007). *“Seguridad Estructural - Cimentaciones”*. *“El terreno y Estudio Geotécnico”*, Paseo de la Castellana 1228046, primera edición, Madrid España.

- Diario Voces** (2012). *Publicaciones emitidas*. www.diariovoce.com.pe, Tarapoto Perú.
- Domínguez, J.** (2012). *“Investigación sobre Desastres Naturales”*. Editorial Versalles, Primera Edición, Caracas – Venezuela.
- Dirección Regional de Transportes y Comunicaciones de San Martín** (2004). *“Apoyo Social de Emergencia de la Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Empalme PE-5N (Puente Colombia) – Shapaja – Chazuta, Tramo km 08+000 al km 08+300; L=0.300 km”*, OZTC-DRTC-SM, Tarapoto - Perú.
- Franco, F.** (2012). *“Evaluación del deslizamiento de un talud mediante métodos no destructivos”* (Tesis Doctoral). Universidad Nacional de Córdoba – Argentina.
- Gómez, J.** (2014). *“Evaluación de Aspectos Relacionados a la Geomorfología, Geología Estructural, Geodinámica Externa y Estabilización de Taludes en la Carretera Shapaja – Chazuta, Tramo km 18+000 – km 19+040, Provincia y Región San Martín”*, Informe de Ingeniería, Universidad Nacional de San Martín, Tarapoto Perú.
- Guillén, C.** (1996). *“Estabilidad de taludes en los Departamentos de Guatemala y Alta Verapaz, Casos Reales”* (Tesis Profesional). Guatemala.
- Gutiérrez, W.** (1992). *“Seminario Taller de Mecánica de suelos y Exploración Geotécnica”*, Miembro del CISMID – FIC. Lima – Perú.
- Instituto Geológico Minero y Metalúrgico – INGEMMET.** (1997). *Boletín N° 94 – serie A: Carta geológica nacional*, Lima.
- Isique, P.** (2012). *“Informe Técnico Preliminar de Evaluación Geológica-Geotécnica de la Carretera Shapaja – Chazuta”*, Lima – Perú.
- Juárez, A.** (1984). *“Mecánica de Suelos II”*, Edición Limusa, Primera Edición, México.
- Maciñeira, E.** (2004). *“Estabilidad de los Morros de los Diques en talud”* (Tesis Profesional). Universidad de la Coruña – España.

- Manual de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito y Diseño Geométrico** (2001). Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Lima – Perú.
- Parra, D.** (1992). *“Seminario Taller de Mecánica de suelos y Exploración Geotécnica”*, Miembro del CISMID – FIC. Lima – Perú.
- Piteau, P.** (1978). *“Rock Slope Engineering”*, Special Report, Editorial Pearson Education, Primera Edición, Washington.
- Piteau, F.** (1978). *“Engineering of rock slopes”*. Landslides: Analysis and Control. National Research Council, Editorial Pearson Education, Primera Edición, Washington D.C.
- Pérez, E.** (1989). *“Análisis de Estabilidad de taludes, Casos Simples”*. Editorial Cristal, Primera Edición, Colombia.
- Reátegui, M.** (2016). *“Análisis y Evaluación de la posible intervención de una Asociación Pública Privada (A.P.P) en la Carretera Departamental Ruta SM-106, Tramo Empalme PE-5N (Puente Colombia)-Shapaja-Chazuta, complementando con la Metodología de Costo beneficio con la Teoría de Opciones Reales”*. (Tesis Profesional). Universidad Nacional de San Martín. San Martín – Tarapoto, Perú.
- Ríos, S.** (2005). *“Evaluación del Deslizamiento de taludes de la progresiva km 587+600 del Sector San Miguel de la Carretera Fernando Belaunde Terry”*. (Informe de Ingeniería). Universidad Nacional de San Martín. San Martín, Tarapoto – Perú.
- Rico, H.** (2005). *“La Ingeniería de Suelos en la vías Terrestres Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas”*. Editorial Limusa S.A, primera edición, México DC
- Rodríguez, C.** (2006). *“Estabilidad de taludes”*. (Maestría en Geotecnia). Universidad Nacional de Colombia, Colombia.
- Sistema Nacional de Inversión Pública** (2008). *“Registros en la fase de inversión”*, PIP 81922.

Suárez, J (1998). "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales".
Editorial Ingeniería de Suelos Ltda., primera edición, Bucaramanga – Colombia.

VIII. ANEXOS

8.1 Anexo N° 01: Panel Fotográfico



Foto N° 01 : Se observa el deslizamiento del talud superior desde el km 08+000 de la Carretera Shapaja – Chazuta.



Foto
N° 2

: Se observa el deslizamiento del talud superior desde el km 08+300 de la Carretera Shapaja – Chazuta.

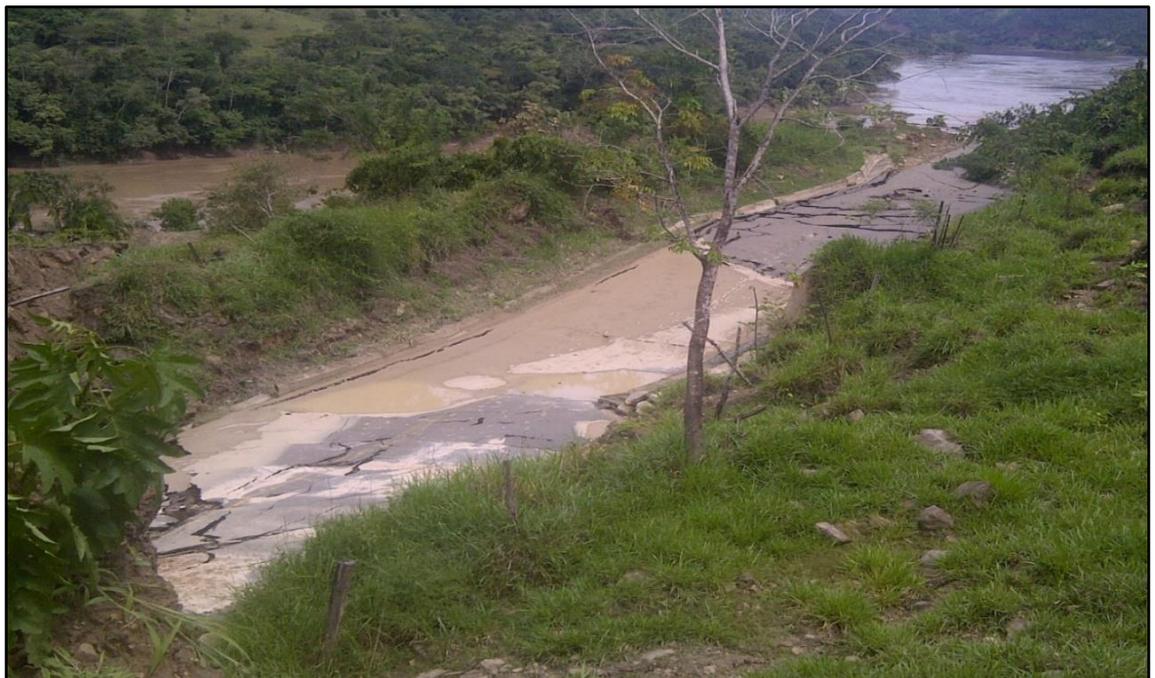


Foto N° 03: Se observa la plataforma completamente colapsada tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Shapaja – Chazuta.



Foto N° 04: Se observa el estado de la carretera completamente colapsada tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Shapaja – Chazuta.



Foto N° 05: Se muestra la magnitud del deslizamiento rotacional tramo km 08+000 al km 08+300 de la Carretera Shapaja – Chazuta.



Foto N° 06: Se muestra la variedad del material del deslizamiento rotacional en la progresiva km 08+000 de la Carretera Shapaja-Chazuta.



Foto N° 07: En la vista se observa la plataforma totalmente desplazada del eje de la carretera tramo km 08+000 al km 08+300.



Foto N° 08: En la vista se observa el pase completamente restringido en la progresiva km 08+300 de la carretera Shapaja – Chazuta.



Foto N° 09: En la foto se muestra el desplazamiento de la masa hacia la parte inferior del talud superior en el tramo km 08+000 al km 08+300 de la carretera shapaja – Chazuta.



Foto N° 10: En la foto se muestra la presencia de pastizales en el talud superior del deslizamiento rotacional tramo km 08+000 al km 08+300 de la carretera.



Foto N° 11: En la foto se muestra el trabajo del topógrafo en el levantamiento topográfico del tramo en estudio km 08+000 al km 08+300.



Foto N° 12: En la foto se muestra el trabajo del topógrafo en el levantamiento topografico del tramo en estudio km 08+000 al km 08+300.



Foto N° 13: En la foto se muestra el levantamiento topografico del tramo en estudio km 08+000 al km 08+300.



Foto N° 14: En la foto se muestra el trabajo de los primeros ayudantes del topógrafo del tramo en estudio km 08+000 al km 08+300.

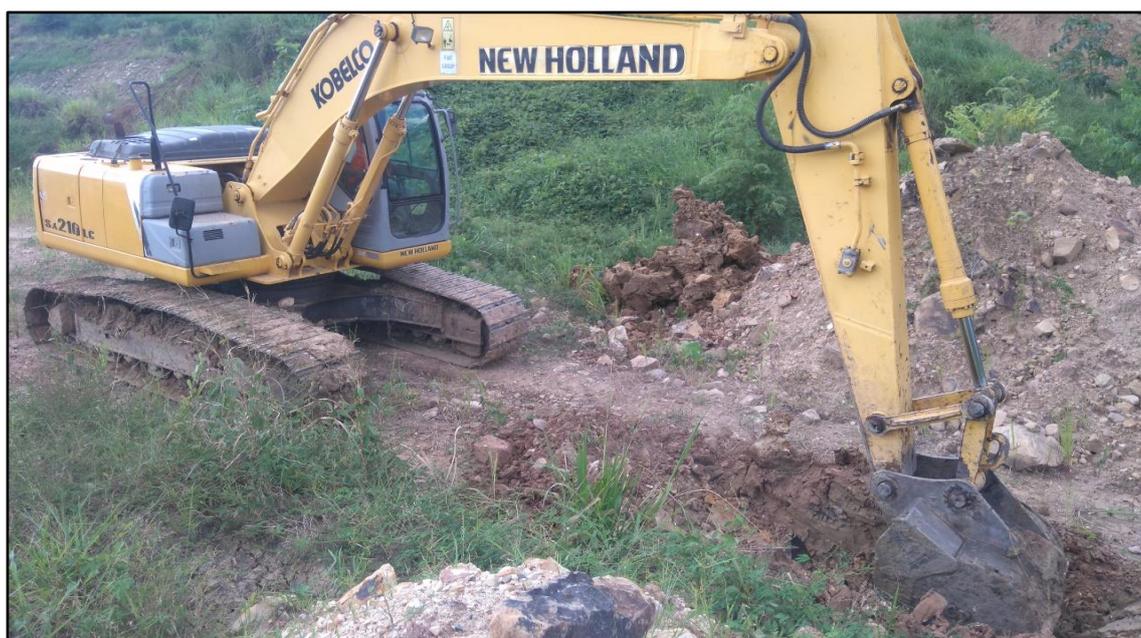


Foto N° 15: En la foto se muestra la excavación de las calicatas con ayuda de excavadora hidráulica en la progresiva km 08+090 de la carretera Shapaja – Chazuta.

Foto N° 18: En la foto se muestra la calicata C-1 y la extracción de la muestra de suelo con ayuda del personal obrero en la progresiva km 08+090 de la carretera Shapaja – Chazuta.



Foto N° 19: En la foto se muestra la calicata C-2 y la extracción de la muestra de suelo con ayuda del personal obrero en la progresiva km 08+200 de la carretera Shapaja – Chazuta.



Foto N° 20: En la foto se observa la calicata C-2 y extracción de la muestra de suelo con ayuda del personal obrero en la progresiva km 08+200 de la carretera Shapaja – Chazuta.



Foto N° 21: En la foto se observa el recubrimiento con cera de la muestra de suelo de la calicata C-1 para conservar sus propiedades físicas y químicas en la progresiva km 08+090.



Foto N° 22: En la foto se observa el acondicionamiento de la muestra de suelo de la calicata C-1 (km 08+090) en la caja que será transportada al laboratorio de mecánica de suelos.



Foto N° 23: En la foto se observa el recubrimiento con cera de la muestra de suelo de la calicata C-2 para conservar sus propiedades físicas y químicas en la progresiva km 08+200.



Foto N° 24: En la foto se observa el acondicionamiento de la muestra de suelo de la calicata C-2 (km 08+200) en la caja que será transportada al laboratorio de mecánica de suelos.



Foto N° 25: En la foto se observa la muestra de suelo en el laboratorio de mecánica de suelos de la UNSM para el ensayo de corte directo.



Foto N° 26: En la foto se observa la preparación de las muestras en el laboratorio de mecánica de suelos de la UNSM para los ensayos de corte directo.



Foto N° 27: En la foto se observa el equipo del ensayo de corte directo.



+

Foto N° 28: En la foto se observa la calibración del equipo de ensayo de corte directo.



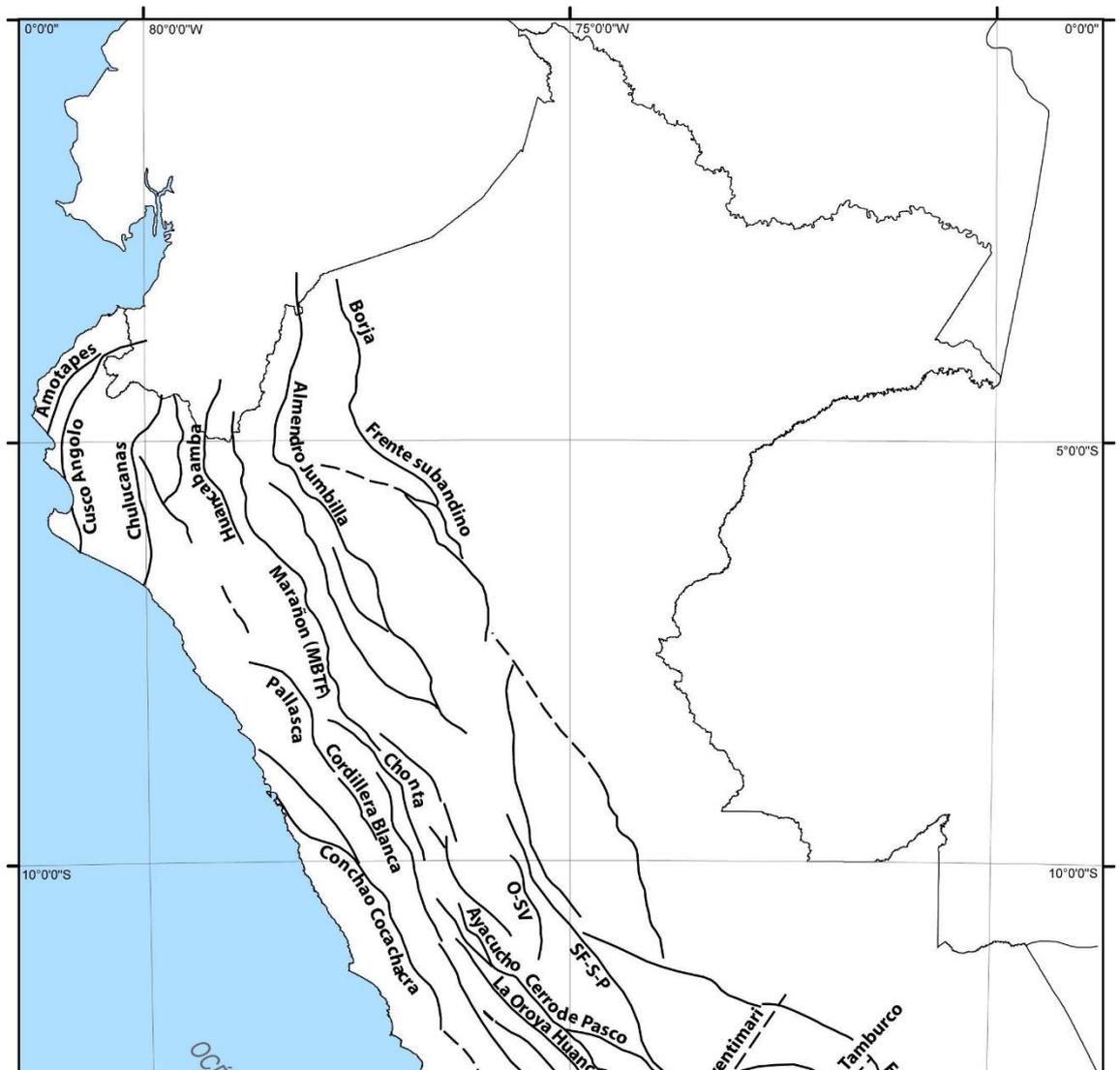
Foto N° 29: En la foto se observa la lectura del dial del equipo de corte directo.



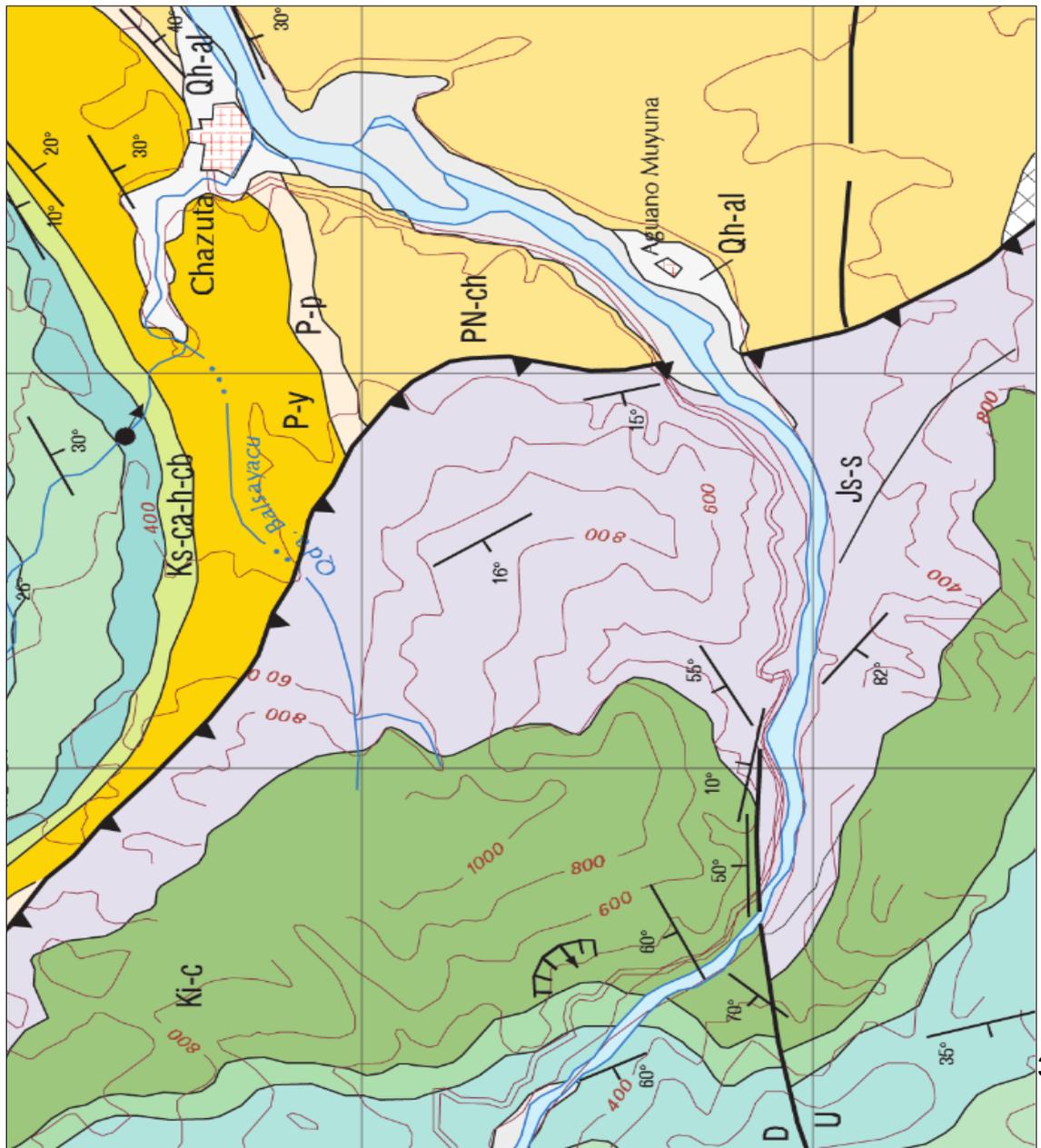
Foto N° 30: En la foto se observa la toma de información del ensayo de corte directo.

8.2 Anexo N° 02: Mapas

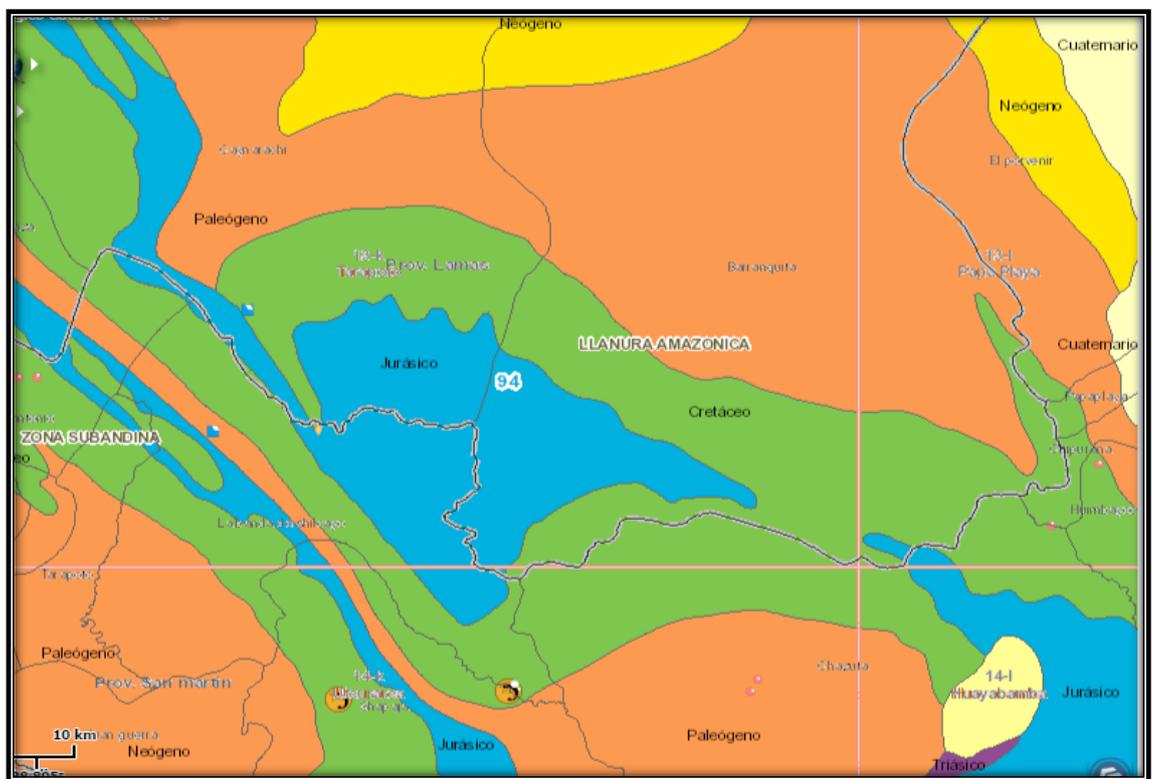
Mapa 01: Sistemas de fallas regionales (Fuente: INNGEMET)



Mapa 03: Mapa Geológico cuadrángulo de Utcucarca 14-K. (Fuente: INNGEMET)

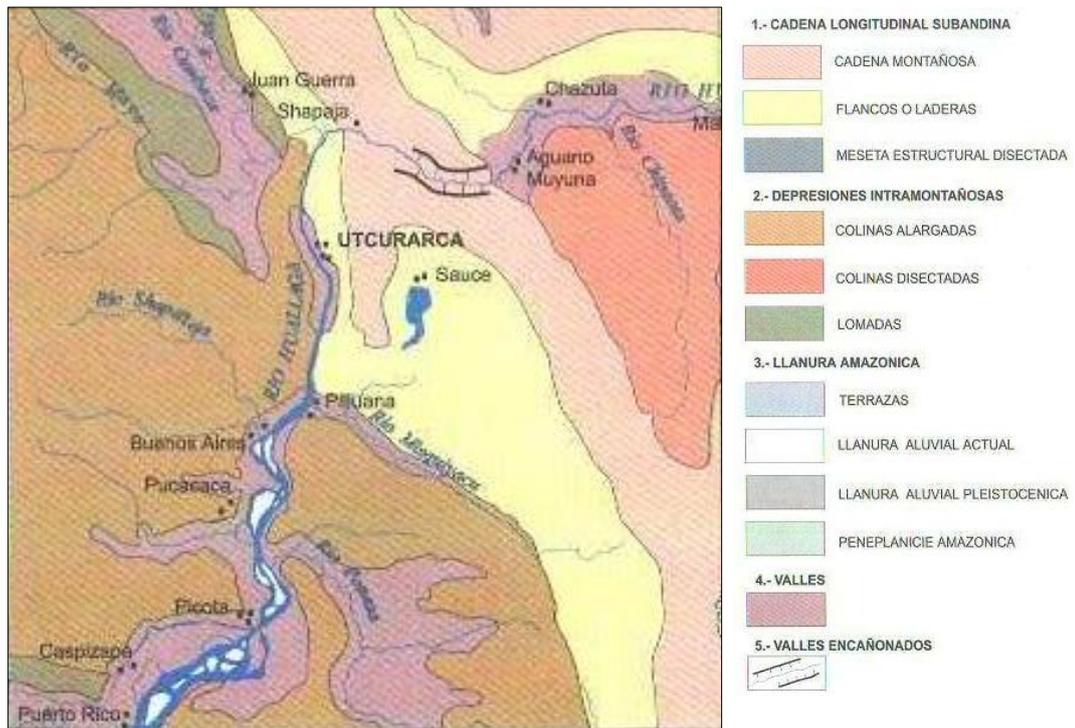


Mapa 04: Geología Regional. (Fuente: INNGEMET, Mapa Geológico del Perú)

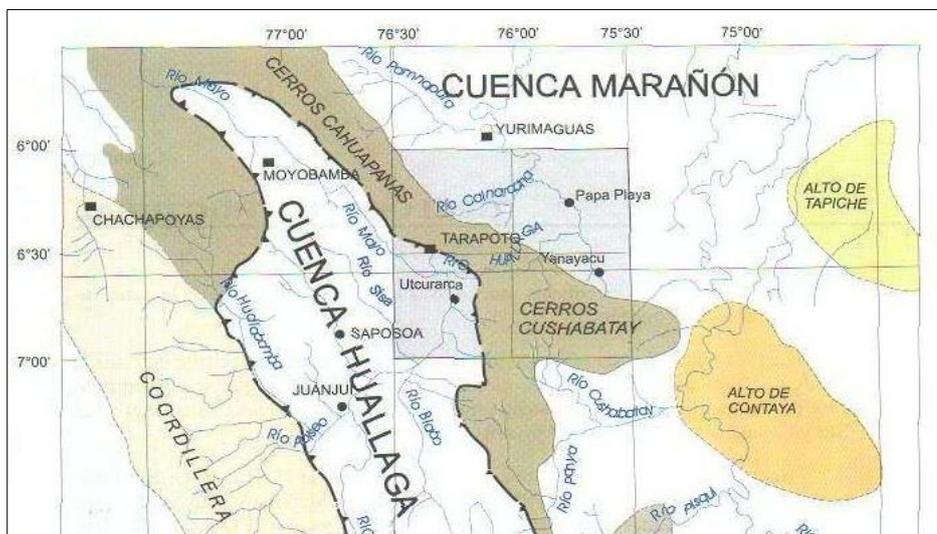


- Leyenda:
- Jurásico
 - Cretáceo
 - Paleógeno
 - Neógeno
 - Cuaternario

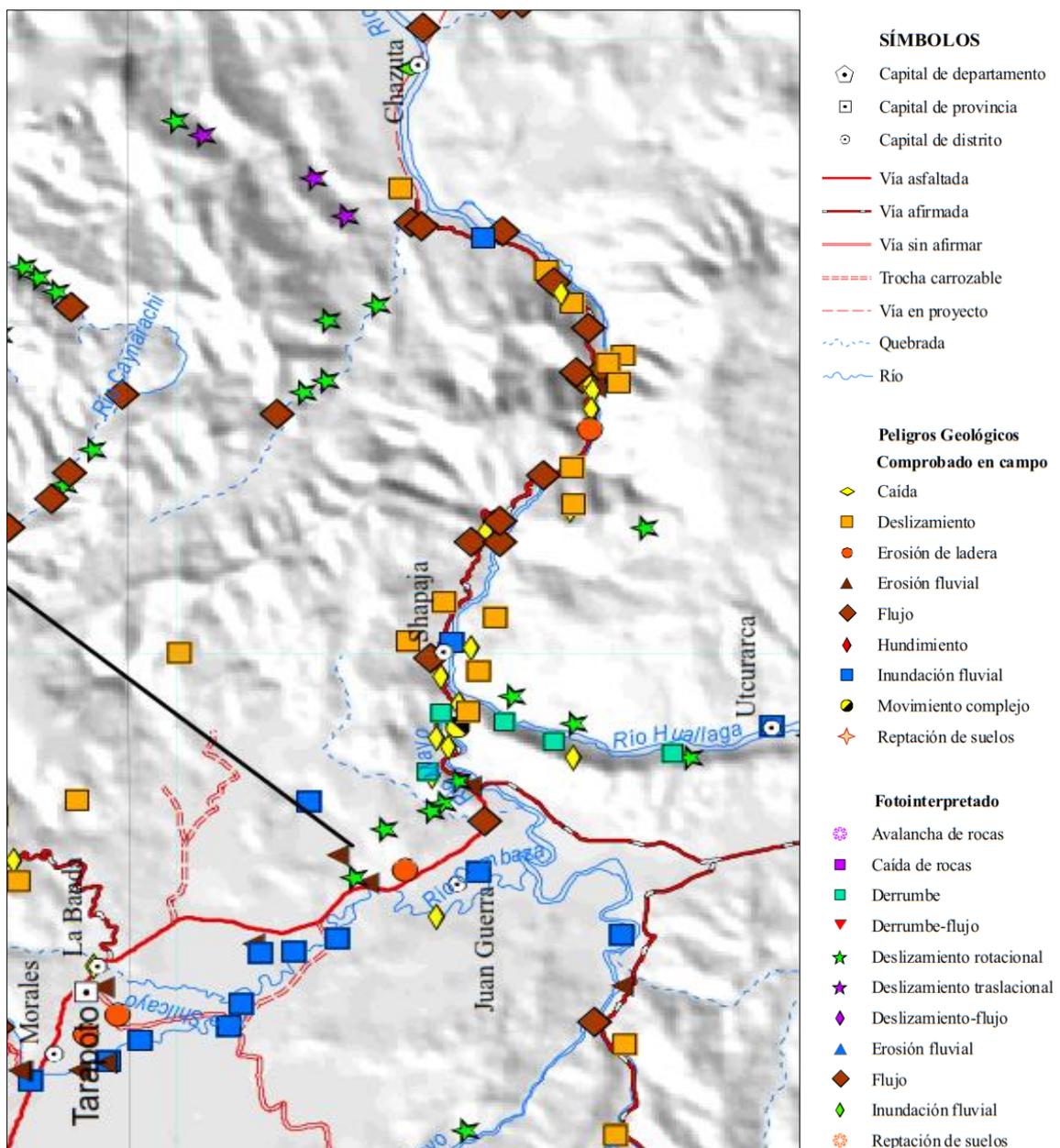
Mapa 05: Unidades Geomorfológicas, cuadrángulo 14-k. (Fuente: INNGEMET)



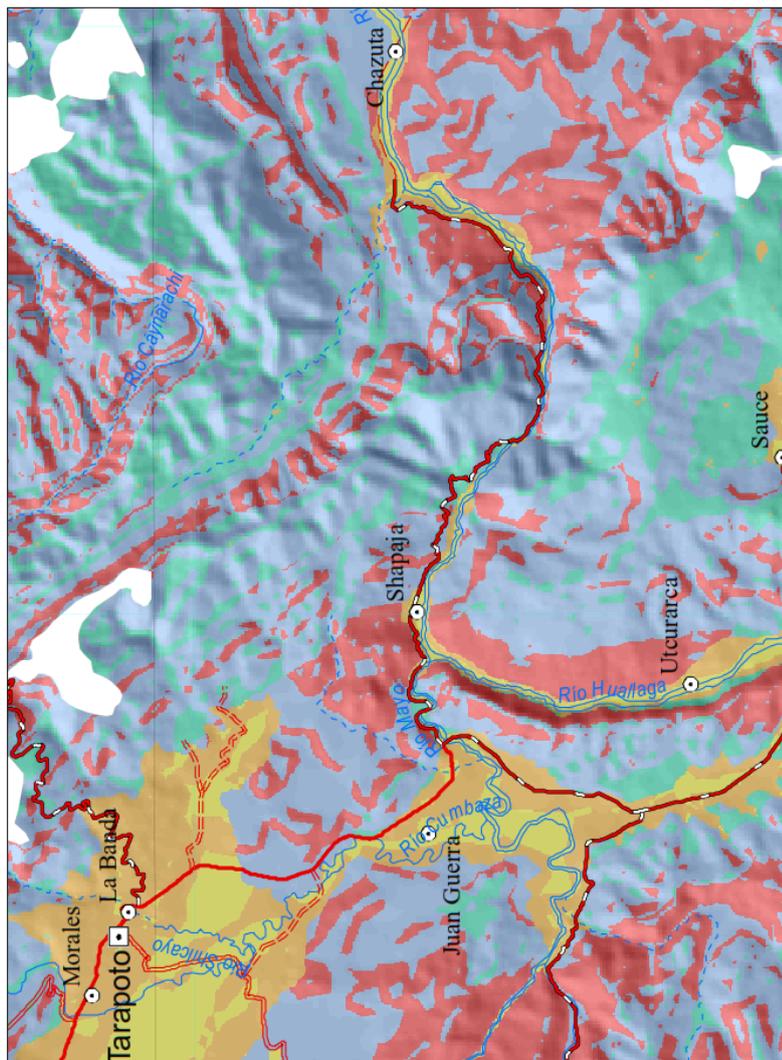
Mapa 06: Formaciones Geológicas en el área de estudio. (Fuente: INNGEMET)



Mapa 08: Peligros Geológicos e Hidrogeológicos. (Fuente: INNGEMET)



Mapa 09: Susceptibilidad por Movimientos en Masa. (Fuente: INNGEMET)



LEYENDA		
CATEGORÍA	ÁREA (m ²)	OBSERVACIONES
MUY BAJA	3817562051	Esta zona comprende parte del Llano Amazónico, donde los movimientos en masa son muy escasos, se pueden presentar en menor escala por la erosión causada por los ríos en los bordes de las terrazas, o en zonas intensamente deforestadas. Es característica de esta zona la pendiente muy baja.
BAJA	2040692452	Esta zona comprende parte del Llano Amazónico, zonas de planicie y terrazas altas. Se pueden presentar fenómenos de movimientos en masa debido a la erosión fluvial o a factores antrópicos.
MEDIA	8308372018	Existe la posibilidad que se generen deslizamientos y derrumbes. Son zonas poco inestables, y entre ellas se encuentran las colinas y lomadas. Las rocas se encuentran fracturadas y alteradas. Cuando las laderas son modificadas por alguna obra civil, es probable que se generen fenómenos de remoción en masa, como caídas y deslizamientos.
ALTA	20495247518	Zona con áreas que tienen pendiente moderada, rocas alteradas y fracturadas; en ellas se encuentran cicatrices de deslizamientos antiguos y modernos, se pueden generar también movimientos complejos y caída de rocas. Ocupan laderas poco estables. Esta zona comprende parte de la Faja Subandina y de la Cordillera Occidental.
MUY ALTA	9884194747	Corresponde a zonas de montaña con pendiente fuerte, rocas medianamente fracturadas a muy fracturadas y altamente meteorizada. Existe alta posibilidad que ocurran fenómenos de movimientos en masa. En estas zonas se encuentran evidencias de deslizamientos antiguos y avalanchas de roca, de mayor magnitud que los actuales. En la actualidad los fenómenos de

8.3 Anexo N° 03: Estudio de Mecánica de Suelos

8.3.1 Constancia de Ejecución de Ensayo de Laboratorio



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
CIUDAD UNIVERSITARIA
Jr. Amorarca 3^{ra} Cuadra Teléfono 042-52-1402
MORALES - PERU



CONSTANCIA DE EJECUCION DE ENSAYOS DE LABORATORIO

EL QUE SUSCRIBE

ING. VICTOR HUGO SANCHEZ MERCADO, Jefe del laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos.

HACE CONSTAR:

Que el Bachiller **Rubén Ronald Soplopucú Torres**, ha realizado los siguientes ensayos de laboratorio:

Ensayo de Contenido de Humedad natural

Peso específico relativo de los solidos

Peso Volumétrico

Límites de atterberg (límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad)

Granulometría por tamizado

Corte Directo

Ensayos para poder concluir con su Tesis Titulado "PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL DEL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMPALME PE-SN (PUENE COLOMBIA) – SHAPAJA - CHAZUTA". Aprobado con resolución N° 421-2015-USNM/FICA-CO-NLU.

Se expide el presente a solicitud del interesado.

Tarapoto 09 de Junio del 2017



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Victor Hugo Sánchez Mercado
Ing. Hugo Sánchez Mercado
Jefe del Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos

8.3.2 Calicatas



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
CIUDAD UNIVERSITARIA
Jr. Amorrea 3^{ra} Cuadra Teléfono 042-52-1402 - Móvil 978262057
MORALES - PERU



C - 01

M II





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-821402 - ANEXO FIC Nº 119 - MOVIL 42-978262057
MORALES - PERU



Proyecto: Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-106
Localización del Proyecto: Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Emp PE-5N Puente Colombia-Shapaja-Chazula **Ubicación:** ZONA RURAL
Descripción del Suelo: Suelo Arcilloso Inorgánico de alta plasticidad **Profundidad de la Muestra:** 0.70-3.00 m
Hecho Por: Bach. Rubén Ronald Soplopuco Torres **Calicata:** C-01 Mil **Fecha:** 10/05/2016

Material:
Referencia: TESIS **Procedencia:** C-01 Mil **Coordenadas:** N: E:

Tipo de Muestra: Alterada: No alterada: **X** **Remoldeada:** **Testigo Parafinado:**

Extracción de la Muestra: **Cliente:** **Fecha de Recepción:** 28/04/2016 **Fecha de Empezo Ensayo:** 05/05/2016
Fecha de Solicitud de ensayo: 27/04/2016 **Fecha Termino Ensayo:** 09/05/2016

Determinación del % de Humedad Natural **ASTM 2216 - N.T.P. 339.127**

LATA N°	1	2	3	4
PESO DE LATA grs	105.65	105.67	105.50	105.72
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	255.65	256.85	257.02	256.70
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	222.14	223.10	223.20	222.96
PESO DEL AGUA grs	33.51	33.75	33.82	33.72
PESO DEL SUELO SECO grs	116.49	117.43	117.70	117.26
% DE HUMEDAD	28.77	28.74	28.73	28.76
PROMEDIO % DE HUMEDAD	28.75			

Determinación del Gravedad Especifico de Sólidos **ASTM D-854**

LATA	1	2
VOL. DEL FRASCO A 20° C.	500.00	500.00
METODO DE REMOCION DEL AIRE#	Vacio	Vacio
PESO DEL FRASCO+AGUA+SUELO	729.27	729.00
TEMPERATURA, °C	29.00	27.00
PESO DEL FRASCO+AGUA grs	655.00	654.78
PLATO EVAPORADO N°	34	37
PESO DEL PLATO EVAP+SUELO SECO grs	320.00	300.00
PESO DEL SUELO SECO grs	120.00	120.00
VOLUMEN DE SOLIDOS cm3	45.73	45.78
GRAVEDAD ESPECIFICA CORREGIDO POR T°	2.62	2.62
PROMEDIO Gs	2.62	

Determinación del Peso Volumétrico **ASTM D-2937**

ENSAYO	1	2	3	4
PESO DE MOLDE Grs	146.00	146.00	146.00	146.00
PESO DEL SUELO + MOLDE Grs	274.00	273.00	273.00	272.00
PESO DEL SUELO HUMEDO Ggrs	128.00	127.00	127.00	126.00
VOLUMEN DEL MOLDE Cm3	72.0000	72.0000	72.0000	72.0000
PESO UNITARIO Gr/cm3	1.76	1.76	1.76	1.75
PROMEDIO Gr/cm3	1.76			

OBSERVACIONES: La muestra y datos adjuntos han sido entregadas por el solicitante.





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
 CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC Nº 119 - MOVIL 42-978262057
 MORALES - PERU



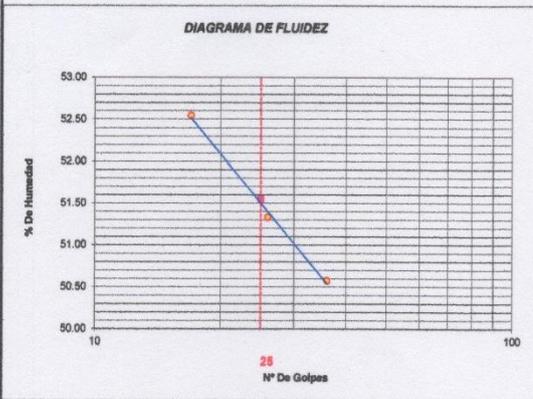
Proyecto: Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-106
 Localización del Proyecto: Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Emp. PE-SN Puente Colombia-Shapaja-Chazufa Ubicación: ZONA RURAL
 Descripción del Suelo: Suelo Arcilloso Inorgánico de alta plasticidad Profundidad de la Muestra: 0.70-3.00 m
 Hecho Por: Bach. Rubén Ronald Soplopuco Torres Calicata: C-01 MII Fecha: 10/05/2016

Materia: Referencia: TESIS Procedencia: C-01 MII Coordenadas: N: E:
Tipo de Muestra: Alterada: X No alterada: X Remoldeada: - Testigo Parafinado: -
Extracción de la Muestra: Cliente: - Fecha de Recpción: 26/04/2016 Fecha De empleo Ensayo: 05/05/2016
 Fecha de Solicitud de ensayo: 27/04/2016 Fecha Terminó Ensayo: 09/05/2016

DETERMINACION DE LOS LIMITES DE ATTERBERG

Determinación del Límite Líquido ASTM D-4318 - N.T.P. 339.129

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	40.52	40.23	39.94
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	70.77	70.39	69.98
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	60.35	60.16	59.89
PESO DEL AGUA grs	10.42	10.23	10.09
PESO DEL SUELO SECO grs	19.83	19.93	19.95
% DE HUMEDAD	52.55	51.33	50.58
NUMERO DE GOLPES	17	26	36



Índice de Flujo FI	0.07
Límite de contracción (%)	ND
Límite Líquido (%)	51.55
Límite Plástico (%)	27.13
Índice de Plasticidad Ip (%)	24.42
Clasificación SUCS	CH
Clasificación AASHTO	A-7-6(20)
Índice de consistencia Ic	0.93

Determinación del Límite Plástico ASTM D-4318 - N.T.P. 339.129

LATA	50	56	72
PESO DE LATA grs	39.09	39.69	40.74
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	50.15	51.77	53.78
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	47.79	49.19	51.00
PESO DEL AGUA grs	2.36	2.58	2.78
PESO DEL SUELO SECO grs	8.70	9.50	10.26
% DE HUMEDAD	27.13	27.16	27.10
% PROMEDIO	27.13		

LIMITE DE CONTRACCION ASTM D-427

Ensayo N°	
Peso Rec + Suelo húmedo Gr.	
Peso Rec + Suelo seco Gr.	
Peso de rec. De contracción Gr.	
Peso del suelo seco Gr.	N.D.
Peso del agua Gr.	
Humedad %	
Volumen Inicial (Suelo Húmedo) cm ³	
Volumen Final (Suelo Seco) cm ³	
Límite de Contracción %	
Relación de Contracción	



OBSERVACIONES: La muestra y datos adjuntos han sido entregadas por el solicitante.





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
CIUDAD UNIVERSITARIA
Jr. Amorarca 3^{ra} Cuadra Teléfono 042-52-1402 - Móvil 978262057
MORALES - PERU





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-821402 - ANEXO FIC N° 119 - MOVIL 42-978262057
MORALES - PERU



Proyecto: Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-106
Localización del Proyecto: Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Emp PE-5N Puente Colombia-Shapaja-Chazuta Ubicación: ZONA RURAL
Descripción del Suelo: Suelo Arcilloso Inorgánico de mediana plasticidad Profundidad de la Muestra: 3.00-3.60 m
Hecho Por : Bach. Rubén Ronald Soplopucó Torres Calicata: C-01 MIII Fecha: 10/05/2016

Material :



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC N° 119 - MOVIL 42-978262057

MORALES - PERU



Proyecto:	Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-106					
Localización del Proyecto:	Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Emp PE-SN Puente Colombia-Shapaja-Chazuta	Ubicación:	ZONA RURAL			
Descripción del Suelo:	Suelo Arcilloso Inorgánico de mediana plasticidad	Profundidad de la Muestra:	3.00-3.60 m			
Hecho Por :	Bach. Rubén Ronald Soplopuco Torres	Cálculo:	C-01 MIII Fecha: 10/05/2016			
Material :	Referencia : TESIS	Procedencia :	C-01 MIII	Coordenadas	N:	E:



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
CIUDAD UNIVERSITARIA - MORALES
MORALES - PERU



Proyecto:	<u>Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-106</u>		
Localización del Proyecto:	<u>Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Emp PE-SN Puente Colombia-Shepaja-Chazuta</u>	Ubicación:	<u>ZONA RURAL</u>
Descripción del Suelo:	<u>Suelo Arcilloso Inorgánico de mediana plasticidad</u>	3.00-3.60 m	Calicata: <u>C-01 MIII</u>
Hecho Por:	<u>Bach. Rubén Ronald Soplopucó Torres</u>		Fecha: <u>10/05/2016</u>
Material:	Referencia: <u>TESIS</u>	Procedencia: <u>C-01 MIII</u>	Coordenadas: <u>N: _____ E: _____</u>
Tipo de Muestra:	Alterado: <u>X</u>	No alterado: <u>X</u>	Testigo Parafinado: <u>-</u>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

CIUDAD UNIVERSITARIA
Jr. Amorarca 3^{ra} Cuadra Teléfono 042-52-1402 - Móvil 978262057
MORALES - PERU





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
 CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-621402 - ANEXO FIC N° 119 - MOVIL 42-978262057
 MORALES - PERU



Proyecto: Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-106
Localización del Proyecto: Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Emp PE-5N Puente Colombia-Shapaje-Chazuta **Ubicación:** ZONA RURAL
Descripción del Suelo: Suelo Arcilloso Inorgánico de mediana plasticidad **Profundidad de la Muestra:** 0.30-2.50 m
Hecho Por: Bach. Rubén Ronald Soplopuco Torres **Calicata:** C-02 MII **Fecha:** 10/05/2016

Material:
Referencia: TESIS **Procedencia:** C-02 MII **Coordenadas:** N: E:

Tipo de Muestra: **Alterada:** **No alterada:** **Remoldeada:** **Testigo Parafinado:**

Extracción de la Muestra: **Cliente:** - **Fecha de Recepción:** 26/04/2016 **Fecha De empleo Ensayo:** 05/05/2016
Fecha de Solicitud de ensayo: 27/04/2016 **Fecha Terminó Ensayo:** 09/05/2016

Determinación del % de Humedad Natural ASTM 2216 - N.T.P. 339.127

LATA N°	9	10	11	12



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC N° 119 - MOVIL 42-978262057

MORALES - PERU



Proyecto: Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-106
 Localización del Proyecto: Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Emp PE-5N Puente Colombia-Shepaja-Chazuta Ubicación: ZONA RURAL
 Descripción del Suelo: Suelo Arcilloso Inorgánico de mediana plasticidad Profundidad de la Muestra: 0.30-2.50 m
 Hecho Por: Bach. Rubén Ronald Soplopuco Torres Calicata: C-02 MII Fecha: 10/05/2016

Material :

Referencia : TESIS Procedencia : C-02 MII Coordenadas N: _____ E: _____

Tipo de Muestra : Alterada : X No alterada: _____ Remoldeada : X Testigo Parafinado : _____

Extracción de la Muestra : Cliente : _____ Fecha de Recepción: 28/04/2016 Fecha De empleo Ensayo : 05/05/2016
 Fecha de Solicitud de ensayo: 27/04/2016 Fecha Termino Ensayo : 09/05/2016

DETERMINACION DE LOS LIMITES DE ATTERBERG

Determinación del Límite Líquido **ASTM D-4318 - N.T.P. 339.129**

LATA	7	8	9
PESO DE LATA grs	40.55	41.04	40.66
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	70.91	71.35	70.74



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 CIUDAD UNIVERSITARIA - MORALES
 MORALES - PERU



Proyecto: Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-106

Localización del Proyecto: Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Emp. PE-SN Puente Colombia-Shapaja-Chauata Ubicación: ZONA RURAL

Descripción del Suelo: Suelo Arcilloso Inorgánico de mediana plasticidad 0.30-2.50 m Calicata: C-02 MII

Hecho Por: Bach. Rubén Ronald Sopolpuco Torres Fecha: 10/05/2016

Material:
 Referencia: TESIS Procedencia: C-02 MII Coordenadas: N: _____ E: _____

Tipo de Muestra: Alterada: X No alterada: X Testigo Parafinado: _____

Extracción de la Muestra: Cliente: _____ Fecha de Recepción: 28/04/2016 Fecha de comienzo de ensayo: 05/05/2016
 Fecha de solicitud de Ensayo: 27/04/2016 Fecha Termino Ensayo: 09/05/2016

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422 - N.T.P. 400.012

Tamiz (mm)	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	GRAVA	Composición Granométrica %		
Tamiz 5"	127.00				5.19%	% QUE PASA PARA CLASIFICACION		
Tamiz 4"	101.60				ARENA 10.65%	Nº4 = 84.81%	Nº 40 = 81.25%	
Tamiz 3"	76.30				LIQOS Y ARCILLAS 84.16%	Nº10 = 83.32%	Nº 200 = 84.16%	
Tamiz 2"	60.80				Descripción Muestra:			
Tamiz 1 1/2"	36.10				Grupo suelos partículas finas Sub-Grupo: Limos y arcillas con LL 3/4 50% CL A-7-6(20)			
Tamiz 1"	25.40				Arcilla inorgánica de mediana plasticidad color beige con clasificación 5/2			
Tamiz 3/4"	19.080				SUCS =	CL	AASHTO =	A-7-6(20)
Tamiz 1/2"	13.700				LL =	49.08	WT =	113.00



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

CIUDAD UNIVERSITARIA
Jr. Amorarca 3^{ra} Cuadra Teléfono 042-52-1402 - Móvil 978262057
MORALES - PERU





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC Nº 119 - MOVIL 42-978262057
MORALES - PERU



Proyecto: Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-106
Localización del Proyecto: Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Emp PE-5N Puente Colombia-Shapeje-Chazuta Ubicación: ZONA RURAL
Descripción del Suelo: Suelo Arcilloso Inorgánico de alta plasticidad Profundidad de la Muestra: 2.60-4.20 m
Hecho Por: Bach. Rubén Ronald Sotopucoc Torres Calicata: C-02 MIII Fecha: 10/05/2016

Material :

Referencia : TESIS Procedencia : C-02 MIII Coordenada N: E:

Tipo de Muestra : Alterada : No alterada: Remoldeada : Testigo Parafinado :

Extracción de la Muestra : Cliente : Fecha de Recepción: 26/04/2016 Fecha De empleo Ensayo : 05/05/2016
Fecha de Solicitud de ensayo: 27/04/2016 Fecha Termino Ensayo : 09/05/2016

Determinación del % de Humedad Natural ASTM 2216 - N.T.P. 339.127

LATA N°	13	14	15	16
PESO DE LATA grs	105.66	105.87	105.92	105.88
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	225.65	225.78	225.80	225.66
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	203.26	203.45	203.34	203.55
PESO DEL AGUA grs	22.39	22.33	22.46	22.31
PESO DEL SUELO SECO grs	97.80	97.58	97.42	97.67
% DE HUMEDAD	22.94	22.86	23.05	22.84
PROMEDIO % DE HUMEDAD	22.93			



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC N° 119 - MOVIL 42-978262057

MORALES - PERU



Proyecto: Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-106
 Localización del Proyecto: Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Emp PE-SN Puente Colombia-Shapeja-Chazuta Ubicación: ZONA RURAL
 Descripción del Suelo: Suelo Arcilloso Inorgánico de alta plasticidad Profundidad de la Muestra: 2.50-4.20 m
 Hecho Por: Bach. Rubén Ronald Soplopucú Torres Calicata: C-02 Mill Fecha: 10/05/2016

Material :
 Referencia : TESIS Procedencia : C-02 Mill Coordenadas N: E:

Tipo de Muestra : Alterada : X No alterada: X Remoldeada : Testigo Parafinado :

Extracción de la Muestra : Cliente : Fecha de Recepción: 26/04/2016 Fecha De Empezo Ensayo : 05/05/2016
 Fecha de Solicitud de ensayo: 27/04/2016 Fecha Terminó Ensayo : 09/05/2016

DETERMINACION DE LOS LIMITES DE ATTERBERG

Determinación del Límite Líquido **ASTM D-4318 - N.T.P. 338.129**

LATA	6	14	16
PESO DE LATA grs	27.62	27.19	27.57
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	57.99	57.67	57.84
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	47.28	47.25	47.75
PESO DEL AGUA grs	10.71	10.42	10.09
PESO DEL SUELO SECO grs	19.86	20.06	20.18
% DE HUMEDAD	54.48	51.94	50.00
NUMERO DE GOLPES	16	25	36

DIAGRAMA DE FLUIDEZ

Indice de Flujo FI	-0.15
Límite de contracción (%)	ND
Límite Líquido (%)	51.94



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CIUDAD UNIVERSITARIA - MORALES
MORALES - PERU



Proyecto: **Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-106**
 Localización del Proyecto: **Carretera Departamental Ruta SM-106 Tramo Emp PE-SN Puente Colombia-Shapaja-Chazuta** Ubicación: **ZONA RURAL**
 Descripción del Suelo: **Suelo Arcilloso inorgánico de alta plasticidad** 2.50-4.20 m Calicata: **C-02 MIII**
 Hecho Por: **Bach. Rubén Ronald Soplopucó Torres** Fecha: **10/05/2016**

Material:

Referencia: **TESIS** Procedencia: **C-02 MIII** Coordenadas: N: E:

Tipo de Muestra: Alterada: No alterada: Testigo Parafinado:

Extracción de la Muestra: Cliente: Fecha de Recepción: **26/04/2016** Fecha de empleo de ensayo: **05/05/2016**
 Fecha de solicitud de Ensayo: **27/04/2016** Fecha Término Ensayo: **09/05/2016**

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422 - N.T.P. 400.012

Tamices		Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Composición Granulométrica %				
Ø	(mm)					GRAVA	5.10%	% QUE PASA PARA CLASIFICACION		
Tamiz 5"	127.00					ARENA	10.65%	Nº4 = 94.81%	Nº 40 = 91.25%	
Tamiz 4"	101.60					LIMOS Y ARCILLAS	84.16%	Nº19 = 93.32%	Nº 200 = 84.16%	
Tamiz 3"	76.20					Descripción Muestra:				
Tamiz 2"	50.80					Grupo suelos partículas Fines Sub-Grupo: Limos y arcillas LL>60% CH A-7-6(20)				
Tamiz 1 1/2"	38.10					Arcilla inorgánica de Alta Plasticidad color beige clasificación 1/5				
Tamiz 1"	25.40					SUCS = CH AASHTO = A-7-4(20)				
Tamiz 3/4"	19.00				100.00%	LL	= 51.94	WT	= 113.00	
Tamiz 1/2"	12.700	10.92	2.61%	2.61%	97.39%	LP	= 26.67	WT+SAL	= 832.00	
Tamiz 3/8"	9.525	3.04	0.73%	3.33%	96.67%	IP	= 25.27	WSAL	= 419.00	
Tamiz 1/4"	6.350	5.11	1.22%	4.55%	95.45%	IG	= 20	WT+SDL	= 179.35	
Nº 4	4.750	2.67	0.64%	5.19%	94.81%			WSDL	= 66.35	
Nº 8	2.380	4.92	1.17%	6.36%	93.64%	D	90=	%ARC	= 84.16	
Nº 10	2.000	1.32	0.32%	6.68%	93.32%	D	60=	%ERR	= 0.00	
Nº 19	1.190	3.31	0.79%	7.47%	92.53%	D	30=	Cc	=	
Nº 20	0.840	1.70	0.41%	7.87%	92.13%	D	10=	Cu	=	
Nº 30	0.600	1.81	0.43%	8.31%	91.69%	Descripción del Suelo Ensayado:				
Nº 40	0.425	1.69	0.49%	8.75%	91.25%	Suelo arcilloso inorgánico de plasticidad elevada, color beige, arcilla de consistencia dura				
Nº 50	0.297	2.19	0.52%	9.28%	90.72%	resistencia en seco alta, con dilatancia nula, tenacidad alta, con presencia de finos en un 84.16% con LL = 51.94%				
Nº 60	0.250	1.08	0.26%	9.53%	90.47%	con resistencia al corte deficiente en estado saturado, con presencia de arena en un 10.85%				
Nº 80	0.177	2.58	0.62%	10.15%	89.85%	% de Humedad Natural de la muestra ensayada				

8.3.3 Ensayo de Corte Directo



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
CIUDAD UNIVERSITARIA
Jr. Amorarca 3^{ra} Cuadra Teléfono 042-52-1402 - Móvil 978262057
MORALES - PERU



CORTE



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

TELEFAX 521402 - CIUDAD UNIVERSITARIA



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ASTM D3080

INFORME : LMS 2016 **DESCRIPCION DEL SUELO:** ARCILLOSO PLASTICO
PROYECTO : Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-106
SOLICITANTE : Rubén Ronald Sotopuco Torres **CERTIFICADO** UNSM 0005-2016
UBICACIÓN : CIUDAD UNIVERSITARIA DISTRITO DE MORALES **DISPOSITIVO UTILIZADO :** ELECTRONICO
FECHA : 11/05/2016 **HORA DE ENSAYO** 11:10 a.m.

Sondeje : C-01 MII

Profundidad : 0.70-3.00 m

Velocidad : 0.50 mm/min

Muestra : M-2

Estado : REMOLDEADO

Clasificación SUCS: CH

ESPECIMEN 1

ESPECIMEN 2

ESPECIMEN 3

Altura: 20.00 mm
Lado : 60.00 mm
D. Seca: 1.36 gr/cm³
Humedad: 28.75 %
Esf. Normal : 0.56 kg/cm²
Esf. Corte: 0.32 kg/cm²

Altura: 20.00 mm
Lado : 60.00 mm
D. Seca: 1.36 gr/cm³
Humedad: 28.75 %
Esf. Normal : 1.11 kg/cm²
Esf. Corte: 0.38 kg/cm²

Altura: 20.00 mm
Lado : 60.00 mm
D. Seca: 1.36 gr/cm³
Humedad: 28.75 %
Esf. Normal : 1.67 kg/cm²
Esf. Corte: 0.45 kg/cm²

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.09	0.16
0.06	0.09	0.16
0.12	0.10	0.18
0.18	0.10	0.18

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.09	0.08
0.06	0.10	0.09
0.12	0.12	0.11
0.18	0.13	0.12

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.09	0.05
0.06	0.11	0.07
0.12	0.14	0.08
0.18	0.16	0.10



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

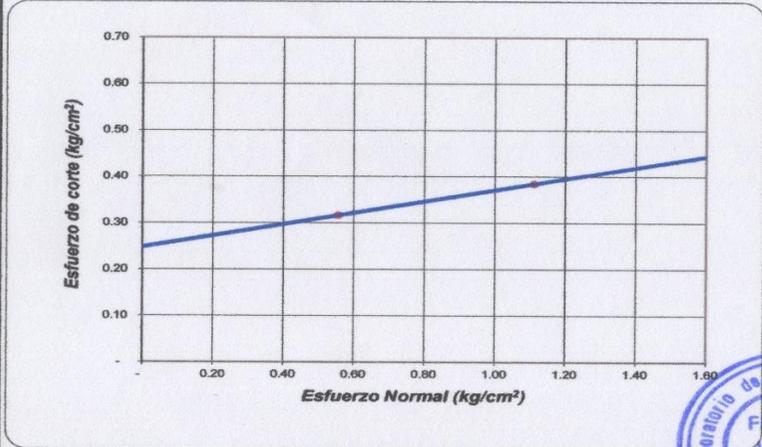
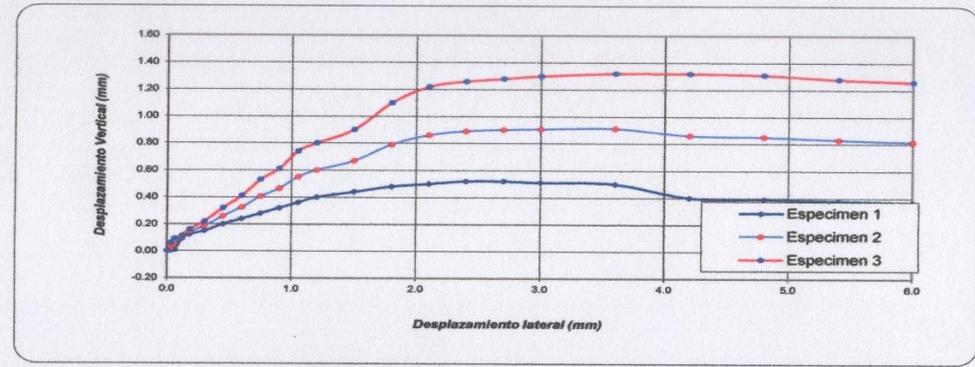
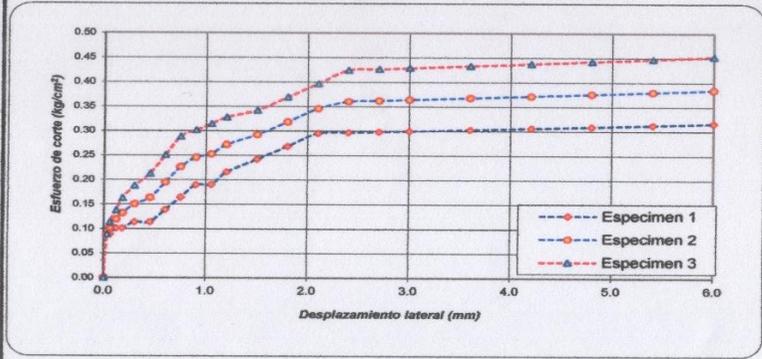
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS- FICA

TELEFAX 521402 - CIUDAD UNIVERSITARIA



ENSAYO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D3080



ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080			
PROYECTO :	Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-107		
SOLICITANTE :	Rubén Ronald Soplopuco Torres		
UBICACIÓN :	Distrito de Shapaja		
FECHA :	may-16		
Sondaje :	C-01 MII	Profundidad :	0.70-3.00 m
Muestra :	M-2	Estado :	REMOLDEADO
Nº ANILLO	1	2	3
Esfuerzo Normal	0.56	1.11	1.67
Esfuerzo de corte	0.32	0.38	0.45



Resultados:	
Cohesión (c):	0.25 kg/cm²
Ang. Fricción (φ):	7 °



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
CIUDAD UNIVERSITARIA
Jr. Amorarca 3^{ra} Cuadra Teléfono 042-52-1402 - Móvil 978262057
MORALES - PERU



CORTE DIRECTO





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

TELEFAX 521402 - CIUDAD UNIVERSITARIA



ENSAYO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D3080 - N.T.P. 339.171-2001

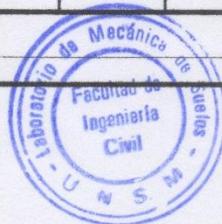
INFORME : LMS 2016 **DESCRIPCION DEL SUELO:** ARCILLOSO INORGÁNICO
PROYECTO : Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-106
SOLICITANTE : Rubén Ronald Soplopoco Torres **CERTIFICADO** UNSM 0009-2016
UBICACIÓN : CIUDAD UNIVERSITARIA DISTRITO DE MORALES **DISPOSITIVO UTILIZADO :** ELECTRONICO
FECHA : 12/05/2016 **HORA DE ENSAYO** 05:52 p.m.

Sondaje : C-01 MIII Profundidad : 3.00-3.60 m Velocidad : 0.50 mm/min
 Muestra : M-3 Estado : INALTERADO Clasificación SUCS : CL

ESPECIMEN 1			ESPECIMEN 2			ESPECIMEN 3		
Altura:	20.00 mm		Altura:	20.00 mm		Altura:	20.00 mm	
Lado:	60.00 mm		Lado:	60.00 mm		Lado:	60.00 mm	
D. Seca:	1.49 gr/cm ³		D. Seca:	1.49 gr/cm ³		D. Seca:	1.49 gr/cm ³	
Humedad:	20.12 %		Humedad:	20.12 %		Humedad:	20.12 %	
Esf. Normal:	0.56 kg/cm ²		Esf. Normal:	1.11 kg/cm ²		Esf. Normal:	1.67 kg/cm ²	
Esf. Corte:	0.42 kg/cm ²		Esf. Corte:	0.62 kg/cm ²		Esf. Corte:	0.83 kg/cm ²	

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)	Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)	Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.03	0.09	0.16	0.03	0.09	0.08	0.03	0.09	0.05
0.06	0.11	0.20	0.06	0.11	0.10	0.06	0.11	0.07
0.12	0.14	0.25	0.12	0.14	0.12	0.12	0.14	0.08
0.18	0.16	0.29	0.18	0.16	0.15	0.18	0.16	0.10
0.30	0.19	0.34	0.30	0.19	0.17	0.30	0.19	0.11
0.45	0.21	0.38	0.45	0.21	0.19	0.45	0.21	0.13
0.60	0.26	0.47	0.60	0.26	0.23	0.60	0.26	0.16
0.75	0.28	0.49	0.75	0.29	0.26	0.75	0.31	0.19
0.90	0.29	0.51	0.90	0.33	0.29	0.90	0.36	0.21
1.05	0.30	0.53	1.05	0.37	0.33	1.05	0.44	0.26
1.20	0.32	0.56	1.20	0.40	0.36	1.20	0.49	0.29
1.50	0.32	0.56	1.50	0.43	0.38	1.50	0.54	0.32
1.80	0.33	0.58	1.80	0.46	0.41	1.80	0.60	0.35
2.10	0.33	0.58	2.10	0.49	0.43	2.10	0.65	0.38
2.40	0.35	0.60	2.40	0.53	0.45	2.40	0.71	0.41
2.70	0.35	0.60	2.70	0.55	0.48	2.70	0.76	0.44
3.00	0.39	0.67	3.00	0.59	0.50	3.00	0.79	0.45
3.60	0.39	0.67	3.60	0.60	0.50	3.60	0.80	0.45
4.20	0.41	0.69	4.20	0.62	0.52	4.20	0.83	0.47
4.80	0.42	0.69	4.80	0.62	0.51	4.80	0.82	0.45
5.40	0.39	0.64	5.40	0.61	0.50	5.40	0.82	0.45
6.00	0.40	0.64	6.00	0.60	0.49	6.00	0.81	0.44

OBSERVACIONES:





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

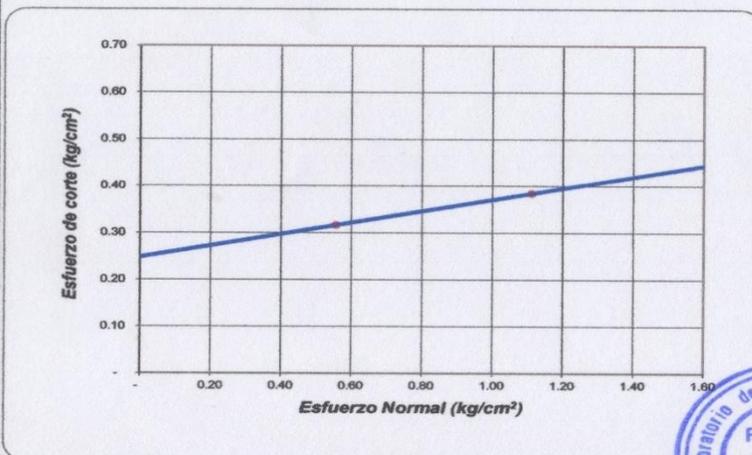
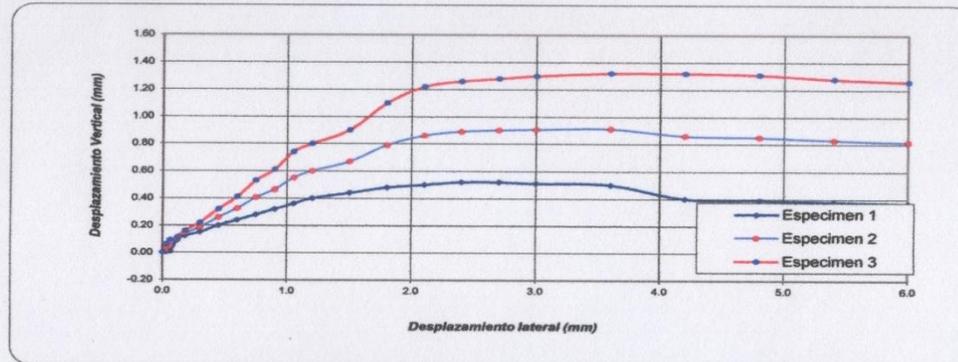
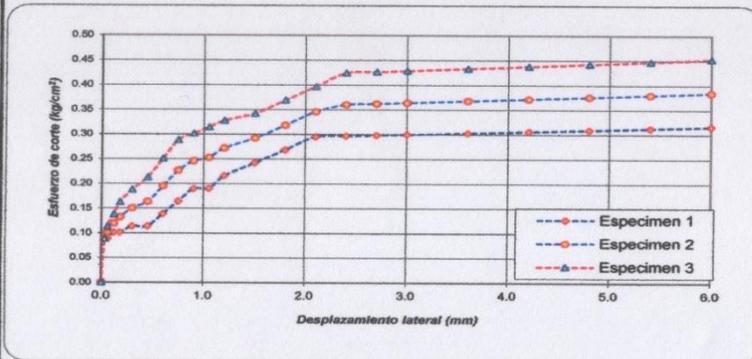
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS- FICA

TELEFAX 521402 - CIUDAD UNIVERSITARIA



ENSAYO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D3080



ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

PROYECTO : Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-107
SOLICITANTE : Rubén Ronald Soplopuco Torres
UBICACIÓN : Distrito de Shapaja
FECHA : may-16

Sondaje : C-01 MII
Muestra : M-2

Profundidad : 0.70-3.00 m
Estado : REMOLDEADO

Nº ANILLO	1	2	3
Esfuerzo Normal	0.56	1.11	1.67
Esfuerzo de corte	0.32	0.38	0.45

Resultados:

Cohesión (c): 0.25 kg/cm²
Ang. Fricción (φ): 7 °





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
CIUDAD UNIVERSITARIA
Jr. Amorarca 3^{ra} Cuadra Teléfono 042-52-1402 - Móvil 978262057
MORALES - PERU



CORTE DIRECTO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
TELEFAX 521402 - CIUDAD UNIVERSITARIA





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

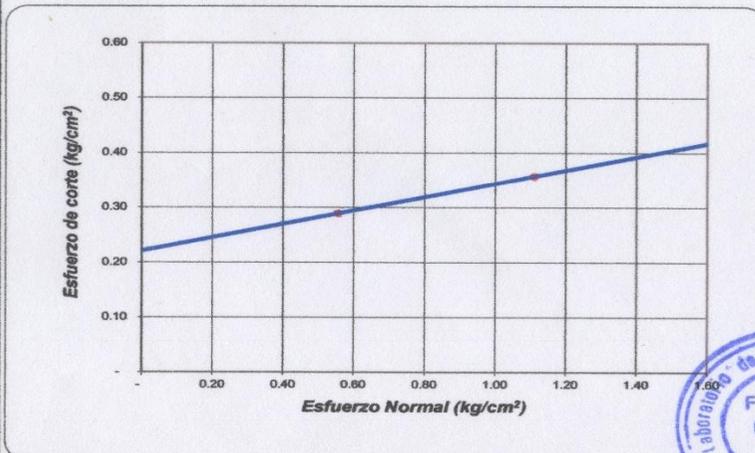
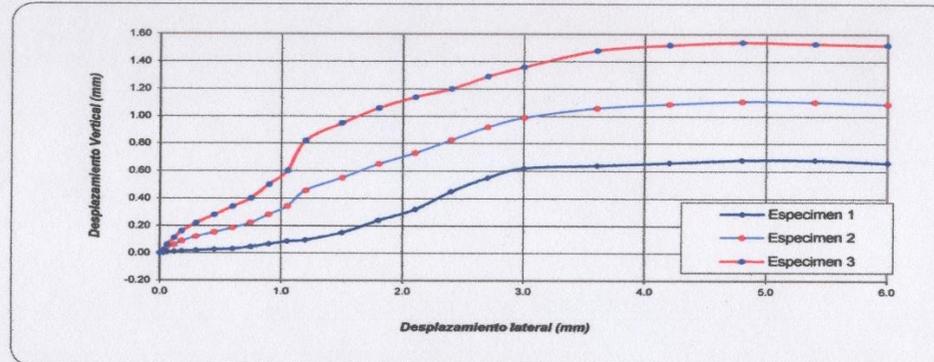
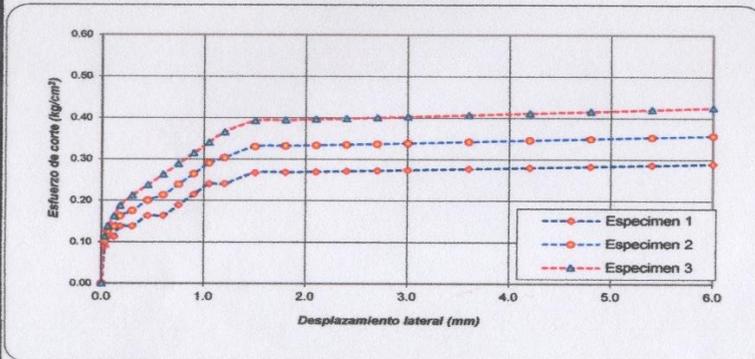
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS- FIC

TELEFAX 521402 - CIUDAD UNIVERSITARIA



ENSAYO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D3080



ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080			
PROYECTO :	Propuesta de estabilización de talud por deslizamiento rotacional del tramo Km 8+000 al Km 8+300 de la Carretera Dep. Ruta SM-107		
SOLICITANTE :	Rubén Ronald Soplopuco Torres		
UBICACIÓN :	Distrito de Shapaja		
FECHA :	may-16		
Sondaje : C-02 Mill	Profundidad : 2.50-4.20 m		
Muestra : III	Estado : INALTERADO		
Nº ANILLO	1	2	3
Esfuerzo Normal	0.56	1.11	1.67
Esfuerzo de corte	0.29	0.36	0.43

Resultados:	
Cohesión (c):	0.22 kg/cm ²
Ang. Fricción (φ):	7 °



8.4 Anexo N° 04: Información Pluviométrica SENAMHI

**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA
DIRECCION REGIONAL DE SAN MARTIN**

**INFORMACION METEOROLOGICA
PARA: DIRECCION REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES DE SAN MARTIN
SEGUN PROFORMA N° 025-DRE-9/2008**

**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA
DIRECCION REGIONAL DE SAN MARTIN**

**INFORMACION METEOROLOGICA
PARA: DIRECCION REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES DE SAN MARTIN
SEGUN PROFORMA N° 025-DRE-9/2008**

ESTACION : CO "SAUCE"

Latitud : 06° 41'
Longitud : 76° 15'
Altura : 620 m.s.n.m.

Departamento : SAN MARTIN
Provincia : SAN MARTIN
Distrito : SAUCE

CUADRO 2A

DATOS DE: PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm.)													
ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1991	0.0	137.6	234.0	262.7	67.2	33.7	6.2	22.7	30.0	73.6	168.4	83.4	1119.5
1992	105.3	98.4	305.5	232.5	95.4	79.6	87.5	153.6	145.1	129.9	101.7	96.1	1632.6
1993	86.3	318.8	376.7	144.0	155.9	184.4	122.0	106.8	109.7	127.2	118.5	54.2	1904.5
1994	85.7	38.1	214.9	152.5	180.0	334.1	132.2	82.5	200.2	218.3	49.7	145.2	1634.4
1995	76.1	37.7	166.1	112.4	75.5	98.4	78.8	59.0	126.0	175.5	172.4	169.9	1347.8
1996	93.9	133.7	172.6	233.9	139.4	81.3	81.4	157.4	223.4	157.4	51.1	307.2	1832.7
1997	58.3	372.5	146.2	129.5	255.9	18.0	81.9	146.9	190.6	34.2	73.6	59.2	1576.8
1998	32.0	136.0	173.0	175.1	73.1	118.8	142.0	86.7	150.8	196.9	51.3	137.3	1473.0
1999	110.7	156.9	161.5	218.0	145.0	49.5	69.9	54.1	133.3	91.4	91.5	55.7	1337.5
2000	66.5	150.8	84.6	224.2	142.6	81.4	126.2	124.0	68.2	68.0	72.0	177.1	1405.6
2001	51.5	76.2	196.1	370.9	143.6	87.5	165.8	103.6	109.4	151.2	33.2	136.1	1625.1
2002	30.4	42.8	71.8	235.4	124.7	31.3	182.4	81.9	18.1	201.5	66.8	64.0	1151.1
2003	62.5	98.5	137.7	157.5	168.6	255.2	70.1	57.4	61.2	133.8	81.6	174.4	1458.6
2004	23.2	41.4	83.4	59.4	162.5	123.3	75.9	133.6	81.3	174.5	98.4	111.3	1168.2
2005	113.3	185.9	101.7	355.9	124.8	117.3	90.7	37.4	79.3	146.6	227.2	58.3	1638.4
2006	163.9	159.1	139.1	71.1	47.6	77.1	82.0	59.4	50.6	118.8	115.9	96.7	1161.3
2007	74.5	64.5	308.3	165.2	171.6	37.4	49.2	40.2	178.0	112.5	159.9	43.8	1405.1
TOTAL	1235.2	2248.9	3073.2	3300.2	2273.4	1808.3	1644.2	1507.2	1955.2	2331.3	1733.2	1981.9	25092.2

CUADRO 2B

DATOS DE: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm.)													
ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAXIMA
1991	0.0	20.4	37.0	38.7	18.2	18.0	6.2	22.7	18.6	25.4	30.8	30.6	38.7
1992	48.8	21.8	39.6	40.8	30.0	30.0	36.6	38.0	38.7	47.5	30.2	22.2	46.6
1993	29.5	53.1	43.0	26.2	39.2	27.0	38.4	22.0	29.8	25.0	49.5	13.8	53.1
1994	30.4	9.8	32.2	32.5	30.7	32.4	42.0	82.5	46.6	30.2	10.8	27.6	62.5
1995	29.8	18.6	35.0	33.9	16.2	30.7	24.5	18.2	58.8	60.5	37.0	47.7	60.5
1996	35.0	26.2	39.0	57.1	58.3	18.5	20.0	27.6	31.0	57.2	16.4	85.6	65.6
1997	16.5	78.8	54.7	25.6	51.4	10.4	18.6	30.6	40.2	14.2	14.4	18.4	78.8
1998	14.6	31.5	43.9	45.0	20.2	57.7	34.0	26.0	45.2	40.7	27.5	32.0	57.7
1999	32.0	43.7	36.1	50.0	33.0	12.0	20.7	23.3	55.2	21.3	36.2	19.8	55.2
2000	23.0	23.3	17.7	32.4	57.0	39.3	38.0	37.7	18.4	34.3	54.7	26.5	57.0
2001	13.0	16.3	54.5	70.8	34.8	27.2	52.8	15.8	27.6	52.0	14.8	31.0	70.8
2002	21.7	10.2	28.2	39.1	27.5	15.4	43.4	32.1	7.5	40.2	15.1	20.5	43.4
2003	36.5	24.9	30.8	39.1	47.0	68.0	28.1	16.8	15.5	52.6	16.8	33.2	68.0
2004	8.3	24.8	15.5	19.1	53.5	26.2	14.5	38.8	29.2	44.7	54.5	35.5	54.6
2005	50.5	45.2	23.5	123.0	19.3	23.2	34.0	35.1	48.0	33.2	56.5	32.5	123.0
2006	30.4	35.5	43.4	26.5	14.3	21.6	23.4	40.2	19.4	49.8	48.8	37.1	49.8
2007	25.6	36.2	50.5	31.2	59.8	7.5	14.0	13.2	62.0	52.3	74.1	26.6	74.1
MAXIMA	50.5	78.8	54.7	123.0	59.8	68.0	52.8	82.5	62.0	60.5	74.1	55.6	123.0

NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEOROLOGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPOSITO DE LA SOLICITUD, QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL.

TARAPOTO, 27 DE FEBRERO DEL 2008



V° B°
.....
Ing° CIN Felipe Huamán Solís
DIRECTOR REGIONAL
SENAMHI - SAN MARTIN

**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA
DIRECCION REGIONAL DE SAN MARTIN**

INFORMACION METEOROLOGICA
PARA: DIRECCION REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES DE SAN MARTIN
SEGUN PROFORMA N° 025-DRE-9/2008

ESTACION PLU "CHAZUTA"

Latitud : 06° 35'
Longitud : 76° 11'
Altura : 200 m.s.n.m.

Departamento : SAN MARTIN
Provincia : SAN MARTIN
Distrito : CHAZUTA

CUADRO : 3A

DATOS DE : PRECIPITACION TOTAL MENSUAL mm.													
ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1991	122.0	105.0	207.0	94.0	106.0	85.0	50.0	47.0	94.0	110.0	143.0	23.2	1166.2
1992	111.0	163.5	346.5	169.0	58.5	65.0	36.0	147.0	131.0	137.0	175.6	162.0	1702.1
1993	203.3	293.0	285.0	76.5	125.0	100.5	80.0	81.5	75.0	110.0	222.0	190.0	1841.8
1994	150.0	95.0	151.0	197.0	74.0	169.0	135.0	74.0	117.0	211.0	111.0	213.0	1697.0
1995	58.0	138.0	183.0	124.0	94.0	64.8	30.0	52.3	109.5	150.1	120.5	193.1	1317.3
1996	128.0	122.3	155.4	131.8	73.5	76.0	88.0	23.0	104.0	156.5	140.0	276.0	1474.5
1997	34.0	272.9	153.0	143.0	121.0	54.0	45.0	104.5	160.0	124.8	148.0	143.0	1508.2
1998	106.0	241.0	208.0	178.5	90.0	80.0	122.0	33.0	64.0	223.0	275.0	188.0	1803.5
1999	214.0	252.0	312.0	104.0	201.0	68.0	27.0	58.5	85.0	143.0	138.0	181.0	1783.5
2000	197.0	235.2	265.0	234.0	71.5	101.5	162.0	72.0	81.0	117.0	105.0	185.0	1826.2
2001	144.0	185.1	266.5	194.8	141.8	91.5	155.0	38.5	163.0	129.0	39.5	168.0	1716.7
2002	97.0	158.5	145.2	188.8	148.1	64.0	155.3	81.1	43.1	105.0	161.9	136.8	1485.8
2003	116.1	156.9	269.7	104.5	181.8	120.9	36.2	52.9	105.0	219.2	154.4	286.5	1806.1
2004	98.8	120.3	136.2	93.6	111.3	68.5	73.3	95.6	114.0	228.6	240.6	190.3	1571.1
2005	120.2	173.8	113.4	155.2	147.1	60.2	85.5	21.0	77.8	256.4	218.7	108.0	1537.3
2006	188.8	144.9	195.7	112.2	50.8	115.4	110.1	35.2	84.7	124.7	185.5	217.6	1566.6
2007	119.0	60.7	261.4	199.4	125.3	2.2	55.8	67.0	126.8	111.3	148.3	80.7	1357.9
TOTAL	2207.2	2918.1	3655.0	2500.3	1920.7	1386.5	1446.2	1084.1	1734.9	2657.6	2727.0	2949.2	27186.5

CUADRO : 3B

DATOS DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS													
ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAXIMA
1991	20.0	15.0	29.0	30.0	15.0	15.0	10.0	14.0	19.0	18.0	18.0	70.0	30.0
1992	35.0	26.0	61.0	36.0	26.0	43.0	13.0	27.0	30.0	43.0	53.0	32.0	61.0
1993	36.0	57.0	39.0	24.0	58.0	23.0	37.0	31.0	22.0	22.0	63.0	66.0	36.0
1994	60.0	22.0	60.0	61.0	23.0	66.0	60.0	39.0	30.0	101.0	36.0	46.0	101.0
1995	58.0	33.0	44.0	34.0	25.0	25.0	30.0	52.3	35.0	28.5	31.0	35.0	58.0
1996	29.0	24.0	25.0	35.0	18.0	23.0	35.0	6.0	40.0	43.0	49.0	102.0	102.0
1997	12.0	82.0	45.0	46.0	37.0	15.0	15.0	36.0	40.0	48.0	42.0	34.0	82.0
1998	32.0	86.0	75.0	30.0	33.0	28.0	33.0	12.0	28.0	52.0	109.0	71.0	109.0
1999	45.0	65.0	93.0	19.0	47.0	31.0	10.0	33.0	43.0	47.0	37.0	42.0	93.0
2000	42.0	58.0	44.0	69.0	20.0	60.0	70.0	32.0	47.0	46.0	40.0	41.0	70.0
2001	38.0	43.0	45.0	61.0	29.0	18.0	54.0	17.0	32.0	28.5	11.0	26.5	61.0
2002	36.5	21.5	33.0	31.0	31.0	55.0	47.3	31.2	15.7	19.2	38.5	52.3	52.3
2003	27.2	28.3	85.6	17.4	36.7	32.5	12.8	20.5	35.9	80.3	35.0	61.5	65.6
2004	22.2	44.8	22.3	30.0	54.1	22.0	16.2	28.8	29.5	75.0	65.8	45.0	65.8
2005	36.0	56.0	35.8	57.2	60.0	32.0	31.3	11.0	39.0	43.3	54.7	41.0	60.0
2006	42.0	33.0	65.6	35.0	29.4	37.4	40.8	19.0	55.2	30.4	60.0	59.0	59.0
2007	41.0	14.0	67.0	26.0	49.1	1.2	24.5	19.5	49.5	45.8	46.0	21.2	67.0
MAXIMA	60.0	86.0	93.0	69.0	60.0	66.0	70.0	52.3	55.2	101.0	109.0	102.0	109.0

NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEOROLOGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPOSITO DE LA SOLICITUD, QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL.

TARAPOTO, 27 DE FEBRERO DEL 2008



.V° B°
[Signature]
Ing° CIP Felipe Huamán Solís
DIRECTOR REGIONAL
SENAMHI - SAN MARTIN

8.5 Anexo N° 05: Resumen de Presupuesto y Metrados

8.5.1 Resumen de Metrados

RESUMEN DE METRADOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO
01	OBRAS PRELIMINARES		
01.01	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS	GLB	1.00
01.02	TRAZO Y REPLANTEO	KM	0.35
01.03	MANTENIMIENTO DE TRANSITO Y SEGURIDAD VIAL	GLB	1.00
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.01	REMOCION DE MATERIAL DE DESLIZAMIENTO	M3	144,975.66
02.02	CONSTRUCCION DE BANQUETAS	M3	155,349.18
03	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE		
03.01	ALCANTARILLAS		
03.01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
03.01.01.01	TRAZO Y REPLANTEO	M2	113.23
03.01.01.02	EXCAVACION PARA ESTRUCTURA (ALCANTARILLA)	M3	231.49
03.01.01.03	CAMA DE MATERIAL GRANULAR EN ALCANTARILLA	M3	2.78
03.01.01.04	ALCANTARILLA TMC	ML	30.00
03.01.01.05	RELLENO CON MATERIAL GRANULAR	M3	96.92
03.01.01.06	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	231.49
03.01.02	CONCRETO SIMPLE		
03.01.02.01	MAMPOSTERIA DE PIEDRA EMBOQUILLADA	M3	4.76
03.01.03	CONCRETO ARMADO		
03.01.03.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ALCANTARILLA	M2	54.50
03.01.03.02	ACERO FY=4,200 KG/CM2	KG	682.95
03.01.03.03	CONCRETO FC=175 KG/CM2	M3	26.58
03.02	CUNETAS		
03.02.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURA (CUNETA REVESTIDA)	M3	85.56
03.02.02	CONCRETO FC=140 KG/CM2	M3	71.30
03.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CUNETAS	M2	82.09
03.02.04	JUNTAS ASFALTICAS E= 1"	ML	236.52

8.5.1.1 Justificación de Metrados

SUSTENTO DE METRADOS OBRAS PRELIMINARES

TESIS :PROPUESTA DE ESTABILIZACION DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL DEL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMPALME PE-5N (PUENTE COLOMBIA)-SHAPAJA-CHAZUTA

PARTIDA : 01. OBRAS PRELIMINARES

FECHA : AGOSTO DEL 2017

01.01. MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE MAQUINARIA 1.00 GLB

Descripción	Unidad	Parcial
Movilización y desmovilización (*)	Glb	1.00

* El detalle de la movilización de maquinaria se encuentra detallado en la hoja adjunta.

01.02. TRAZO Y REPLANTEO 0.35 KM

Progresiva		Longitud Km
Inicio	Fin	
Topografía y Georeferenciación		
8+000.00	8+347.82	0.35
		0.35

01.03. MANTENIMIENTO DE TRANSITO Y SEGURIDAD VIAL 1.00 GLB

Descripción	Unidad	Parcial
Mantenimiento de Transito y Seguridad Vial	Glb	1.00
		1.00

TESIS: "PROPUESTA DE ESTABILIZACION DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL DEL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMP. PE-5N (PUENTE COLOMBIA)-SHAPAJA-CHAZUTA"

SUSTENTO DE METRADOS MOVIMIENTO DE TIERRAS

TESIS :PROPUESTA DE ESTABILIZACION DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMP. PE-5N (PUENTE COLOMBIA)-SHAPAJA-CHAZUTA

PARTIDA : 02. MOVIMIENTO DE TIERRAS

FECHA : AGOSTO DEL 2017

02.01. REMOCION DE MATERIAL DE DESLIZAMIENTO **144,975.66 M3**

Progresiva		Longitud m	Ancho m	Altura m	Factor de Espon.	Volumen m3
Inicio	Final					
8+000	8+010	10.00	4.63	1.46	1.20	81.12
8+010	8+020	10.00	8.78	2.34	1.20	246.54
8+020	8+030	10.00	9.45	6.45	1.20	731.43
8+030	8+040	10.00	10.97	6.61	1.20	870.14
8+040	8+050	10.00	15.04	9.98	1.20	1,801.19
8+050	8+060	10.00	18.64	10.72	1.20	2,397.85
8+060	8+070	10.00	20.47	14.72	1.20	3,615.82
8+070	8+080	10.00	22.37	17.86	1.20	4,794.34
8+080	8+090	10.00	25.96	21.76	1.20	6,778.68
8+090	8+100	10.00	32.94	21.34	1.20	8,435.28
8+100	8+110	10.00	36.23	24.89	1.20	10,821.18
8+110	8+120	10.00	45.45	27.54	1.20	15,020.32
8+120	8+130	10.00	68.38	32.00	1.20	26,257.92
8+130	8+140	10.00	61.41	19.48	1.20	14,355.20
8+140	8+150	10.00	50.57	18.37	1.20	11,147.65
8+150	8+160	10.00	41.64	17.65	1.20	8,819.35
8+160	8+170	10.00	33.97	18.73	1.20	7,635.10
8+170	8+180	10.00	30.54	15.28	1.20	5,599.81
8+180	8+190	10.00	25.45	10.15	1.20	3,099.81
8+190	8+200	10.00	20.37	9.34	1.20	2,283.07
8+200	8+210	10.00	18.35	8.48	1.20	1,867.30
8+210	8+220	10.00	17.56	8.34	1.20	1,757.40
8+220	8+230	10.00	15.65	7.74	1.20	1,453.57
8+230	8+240	10.00	14.73	6.87	1.20	1,214.34
8+240	8+250	10.00	12.41	5.61	1.20	835.44
8+250	8+260	10.00	10.26	6.69	1.20	823.67
8+260	8+270	10.00	9.80	5.04	1.20	592.70
8+270	8+280	10.00	8.85	4.39	1.20	465.97
8+280	8+290	10.00	7.15	3.57	1.20	306.31
8+290	8+300	10.00	6.54	3.33	1.20	261.34
8+300	8+310	10.00	5.69	3.02	1.20	206.21
8+310	8+320	10.00	4.54	2.95	1.20	160.72
8+320	8+330	10.00	4.46	2.48	1.20	132.73
8+330	8+340	10.00	3.36	1.98	1.20	79.83
8+340	8+347	7.00	2.34	1.34	1.20	26.34
TOTAL		347.00				144,975.66

02.02. CONSTRUCCIÓN DE BANQUETAS **155,349.18 M3**

Progresiva		Progresiva	Área m2	Distancia m	Volumen m3	Factor de Espon.	Volumen Total m3
Inicio	Final						
		8+000	98.54				

SUSTENTO DE METRADOS OBRAS DE ARTE Y DRENAJE

TESIS :PROPUESTA DE ESTABILIZACION DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMP. PE-5N (PUENTE COLOMBIA)-SHAPAJA-CHAZUTA

PARTIDA : 03. OBRAS DE ARTE Y DRENAJE

FECHA : AGOSTO DEL 2017

03.01. ALCANTARILLAS

03.01.01 MOVIMIENTO DE TIERRAS

03.01.01.01 TRAZO Y REPLANTEO 113.23 M2

Descripción	Longitud (m)	Ancho (m)	Área (m2)
Alcantarilla	30.00	2.52	75.60
Entrada	2.47	6.02	14.87
Salida	3.78	6.02	22.76
			113.23

03.01.01.02 EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURA (ALCANTARILLA) 231.49 M3

03.01.01.06 ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE 231.49 M3

GRAFICO I

Descripción	Sección	Perfil (m)		Transversal (m)		Área (m2)	Volumen (m3)
		Altura	Distancia	Base Menor	Base Mayor		
ALCANTARILLA TMC				2.52	2.52		
	1	0.17	0.25	2.52	2.69	0.44	0.06
	2	2.41	4.58	2.52	4.93	8.98	21.57
	3	2.40	1.78	2.52	4.92	8.93	15.94
	4	1.89	2.64	2.52	4.41	6.55	20.43
	5	2.10	1.51	2.52	4.62	7.50	10.60
	6	2.30	1.84	2.52	4.82	8.44	14.66
	7	2.62	1.07	2.52	5.14	10.03	9.88
	8	2.65	1.55	2.52	5.17	10.19	15.67
	9	1.98	4.62	2.52	4.50	6.95	39.59
	10	2.55	0.15	2.52	5.07	9.68	1.25
	11	2.71	0.78	2.52	5.23	10.50	7.87
	12	2.54	0.62	2.52	5.06	9.63	6.24
	13	0.98	0.13	2.52	3.50	2.95	0.82
14			3.16	2.52		4.66	
							169.24

ENTRADA

Descripción		Base Menor (m)	Base Mayor (m)	Espesor (m)	Altura (m)	Volumen (m3)
Entrada	Uña	5.13	5.53	0.20	0.55	0.59
	Zapata	0.94	0.94	0.75	2.36	1.66
		0.70	0.94	0.75	2.71	1.67
						3.92

SALIDA

Descripción		Base Menor (m)	Base Mayor (m)	Espesor (m)	Altura (m)	Volumen (m3)
Salida	Uña	5.13	5.53	0.20	0.55	0.59
		0.43	0.20	5.87	0.45	0.83
		0.43	0.20	5.87	0.45	0.83
	Zapata	0.94	0.94	0.75	2.36	1.66
		0.70	0.94	0.75	2.71	1.67
						5.58

MATERIAL GRANULAR

Descripción	Longitud (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Volumen (m3)
TRAMO TMC	30.00	3.52	0.20	21.12
				21.12

CAMA DE MATERIAL GRANULAR

Descripción	CANT.	Area (m2)	Altura (m)	Volumen (m3)
LOSA	2.00	5.61	0.20	2.24
				2.24

MEJORAMIENTO

Descripción	Longitud (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Volumen (m3)
TRAMO TMC	30.00	2.52	0.80	29.39
				29.39

Descripción	Volumen
Alcantarilla TMC	169.24
Entrada	3.92
Salida	5.58
Cama granular	2.24
Material Granular	21.12
Mejoramiento	29.39
	231.49

03.01.01.03 CAMA DE MATERIAL GRANULAR EN ALCANTARILLA**2.78 M3****CABEZAL**

Descripción	CANT.	Area (m2)	Altura (m)	Volumen (m3)
LOSA	2.00	6.95	0.20	2.78
				2.78

03.01.01.04 ALCANTARILLA TMC**30.00 ML**

Descripción	Diámetro (Pulg.)	Longitud (m)
TRAMO TMC	36.00	30.00

03.01.01.05 RELLENO CON MATERIAL GRANULAR**96.92 M3****GRAFICO II**

Descripción	Sección	Perfil (m)		Transversal (m)		Área (m2)	Volumen (m3)
		Altura	Distancia	Base Menor	Base Mayor		
TRAMO TMC	1	1.85		2.52	4.37	6.37	
	2	2.61	1.72	2.52	5.13	9.98	14.07
	3	2.38	4.06	2.52	4.90	8.83	38.19
	4	1.98	7.45	2.52	4.50	6.95	58.78
	5	1.73	0.92	2.52	4.79	6.32	6.11
							117.15

Descripción	Diametro (m)	Largo (m)	Volumen (m3)
VOL. TMC	1.52	14.58	(26.46)
			(26.46)

Descripción	Área (m2)	Altura (m)	Cantidad (Nº)	Volumen (m3)	
ESTRUCTURA	Entrada	1.63	0.83	2	2.69
	Salida	1.63	1.09	2	3.54
				6.23	

Descripción	Volumen
TRAMO TMC (+)	117.15
VOL. TMC (-)	(26.46)
ESTRUCTURA (+)	6.23
	96.92

03.01.02 CONCRETO SIMPLE

03.01.02.01 MAMPOSTERIA DE PIEDRA EMBOQUILLADA

4.76 M3

Descripción	Base Mayor (m)	Base Menor (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Volumen (m3)
Salida	0.43	0.20	5.87	0.45	0.83
	0.43	0.20	5.87	0.45	0.83
	2.00		5.87	0.20	2.35
	1.00		0.28	0.59	0.33
	1.27		0.28	0.59	0.42
					4.76

03.01.03 CONCRETO ARMADO

03.01.03.01 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

54.50 M2

DESCRIPCION	CANT.	UNIDAD	LARGO	ALTURA	TOTAL (M2)
Cabezal (elevación principal)	1.00	2.00	2.12	2.07	8.78
Cabezal (elevación posterior)	1.00	2.00	2.52	2.12	10.68
Aleros (elevación principal)	2.00	2.00	2.52	1.46	14.72
Aleros (elevación posterior)	2.00	2.00	2.81	1.50	16.86
Aleros (elevación lateral)	2.00	2.00	0.35	0.85	1.19
Losa	1.00	2.00	5.68	0.20	2.27
					54.50

03.01.03.02 ACERO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60

682.95 KG

DESCRIPCION	Cantidad	Longitud	Nº Elementos	LONGITUD (m)		PESO PARCIAL		TOTAL (KG)
				3/8"	1/2"	3/8"	1/2"	
CABEZAL								
Verticales	4.00	2.97	9.00		106.92		109.06	109.06
Horizontal	4.00	4.55	4.00		72.8		74.26	74.26
	4.00	6.99	6.00		167.76		171.12	171.12
ALERO								
Verticales	8.00	2.21	10.00		176.8		180.34	180.34
ZAPATA								
Longitudinal	2.00	7.70	5.00		77		78.54	78.54
Transversal	4.00	0.72	8.00		22.88		23.34	23.34
Transversal	2.00	0.84	7.00		11.76		12.00	12.00
VIGA								
Longitudinal	2.00	2.67	4.00		21.36		21.79	21.79
Transversal	2.00	0.98	11.00	21.56		12.5		12.50
								682.95

03.01.03.03 CONCRETO F'C=175 KG/CM2 (CABEZAL Y ALEROS)

26.58 M3

DESCRIPCION	CANT.	AREA		ANCHO	VOLUMEN
		MAYOR	MENOR		
ALERO (+)	4.00	1.82	0.82	2.72	14.37
CABEZAL (+)	2.00	1.82	1.82	2.51	9.14
LOSA (+)	2.00	6.95		0.20	2.78
UÑA (+)	2.00	0.11	0.11	5.68	1.25
TUBO (-)	2.00	1.82		0.53	(0.96)
					26.58

SUSTENTO DE METRADOS OBRAS DE ARTE Y DRENAJE

TESIS :PROPUESTA DE ESTABILIZACION DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMP. PE-5N (PUENTE COLOMBIA)-SHAPAJA-CHAZUTA.

PARTIDA : 03. OBRAS DE ARTE Y DRENAJE

FECHA : AGOSTO DEL 2017

03.02. CUNETAS

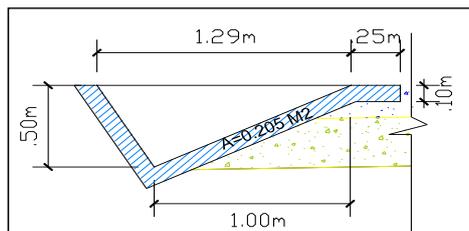
03.02.01 EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURA (CUNETA REVESTIDA)

85.56 M3

PROGRESIVA		Longitud (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Volumen (m3)
Inicial	Final				
08+000	08+348	347.82	1.29	0.50	85.56
					85.56

03.02.02 CONCRETO F'C=140 KG/CM2

71.30 M3



PROGRESIVA		Longitud (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Espesor (m)	Volumen (m3)
Inicial	Final					
08+000	08+348	347.82	1.29	0.50	0.10	71.30
						71.30

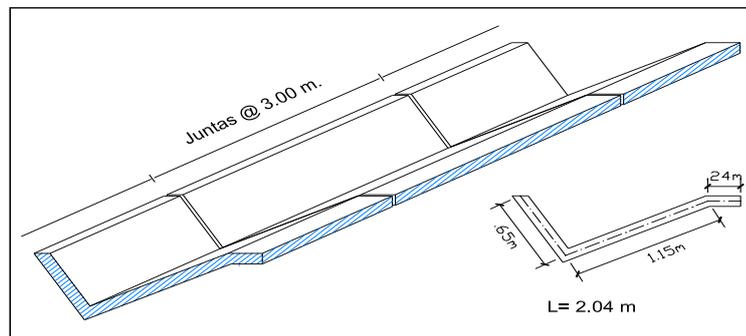
03.02.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CUNETAS

82.09 M2

* m2 de madera por ml de cuneta

$$A_{mad} = [(2.04 \times 2 + 3.00) \times 0.10] / 3$$

$$A_{mad} = 0.236 \text{ m}^2/\text{ml cuneta}$$



PROGRESIVA		Longitud (m)	Area madera	Encofrado y Desencofrado (m)
Inicial	Final			
08+000	08+348	347.82	0.236	82.09

03.02.04 JUNTAS ASFALTICAS E= 1"

236.52 M

* ml de junta por ml de cuneta

$$L = 2.04 / 3 = 0.68 \text{ ml/ml cuneta}$$

PROGRESIVA		Longitud (m)	Longitud junta	Juntas Asfálticas (m)
Inicial	Final			
08+000	08+348	347.82	0.680	236.52

8.5.2 Presupuesto

8.5.2.1 Presupuesto de obra

Presupuesto

Presupuesto 0801065 PROPUESTA DE ESTABILIZACION DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL DEL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 EMPALME PE-5N (PUENTE COLOMBIA)-SHAPAJA-CHAZUTA

Subpresupuesto 001 ATENCIÓN DE EMERGENCIA

Cliente BACH. RUBÉN RONALD SOPLOPUCO TORRES Costo al 29/07/2017

Lugar SAN MARTIN - SAN MARTIN - SHAPAJA

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
------	-------------	------	---------	------------	-------------

01 OBRAS PRELIMINARES

6,194.78

8.5.2.2 Costos Unitarios Partidas

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0801065	PROPUESTA DE ESTABILIZACION DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL DEL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMPALME PE-5N (PUENTE COLOMBIA)-SHAPAJA-CHAZUTA					Fecha presupuesto	29/07/2017
Subpresupuesto	001	ATENCION DE EMERGENCIA						
Partida	01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO						
Rendimiento	GLB/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB			3,400.00	
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Equipos							
0381020001	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO			GLB		1.0000	3,400.00	3,400.00
								3,400.00

Análisis de precios unitarios

Presupuesto		0801065 PROPUESTA DE ESTABILIZACION DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMPALME PE-5N (PUENTE COLOMBIA)-SHAPAJA-CHAZUTA				
Subpresupuesto		001 ATENCION DE EMERGENCIA			Fecha presupuesto	29/07/2017
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.3200	21.01	6.72
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.3200	15.33	4.91
						11.63
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	11.63	0.35
0337020038	WINCHA DE 3m	und		0.0090	7.00	0.06
						0.41
Partida	03.01.01.02		EXCAVACION PARA ESTRUCTURA (ALCANT.)			
Rendimiento	m3/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : m3		11.70
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.0320	15.33	0.49
						0.49
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.49	0.01
0349080100	EXCAVADORA SK-210, 150HP.	hm	1.0000	0.0320	350.00	11.20
						11.21
Partida	03.01.01.03		CAMA DE MATERIAL GRANULAR EN ALC.			
Rendimiento	m3/DIA	MO. 4.5000	EQ. 4.5000	Costo unitario directo por : m3		169.10
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	3.5556	17.03	60.55
0147010004	PEON	hh	1.0000	1.7778	15.33	27.25
						87.80
Materiales						
0205030075	MATERIAL GRANULAR	m3		1.2000	60.00	72.00
						72.00
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	87.80	2.63
0349030005	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 7 HP	DIA	2.0000	0.4444	15.00	6.67
						9.30
Partida	03.01.01.04		ALCANTARILLA TMC = 36"			
Rendimiento	m/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m		501.77
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	21.01	16.81
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	1.6000	17.03	27.25
0147010004	PEON	hh	6.0000	4.8000	15.33	73.58
						117.64
Materiales						
0205010033	ALCANTARILLA CORRUGADA DE HDPE D=36"	m		1.0840	350.00	379.40
0213000000	ASFALTO DILUIDO RC-30	gln		0.1000	12.00	1.20
						380.60
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	117.64	3.53
						3.53
Partida	03.01.01.05		RELLENO CON MATERIAL GRANULAR			
Rendimiento	m3/DIA	MO. 4.0000	EQ. 4.0000	Costo unitario directo por : m3		212.82

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0801065 PROPUESTA DE ESTABILIZACION DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL DEL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMPALME PE-5N (PUENTE COLOMBIA)-SHAPAJA-CHAZUTA

Subpresupuesto 001 ATENCION DE EMERGENCIA Fecha presupuesto 29/07/2017

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	4.0000	17.03	68.12
0147010004	PEON	hh	2.0000	4.0000	15.33	61.32
						129.44
Materiales						
0205030075	MATERIAL GRANULAR	m3		1.2000	60.00	72.00
						72.00
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	129.44	3.88
0349030005	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 7 HP	DIA	2.0000	0.5000	15.00	7.50
						11.38

Partida 03.01.01.06 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE

Rendimiento m3/DIA MO. 600.0000 EQ. 600.0000 Costo unitario directo por : m3 **8.01**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.0267	15.33	0.41
						0.41
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.41	0.01
0348040037	CAMION VOLQUETE 15 M3.	hm	1.0000	0.0133	220.00	2.93
0349080100	EXCAVADORA SK-210, 150HP.	hm	1.0000	0.0133	350.00	4.66
						7.60

Partida 03.01.02.01 MAMPOSTERIA DE PIEDRAEMBOQUILLADA

Rendimiento m3/DIA MO. 16.2500 EQ. 16.2500 Costo unitario directo por : m3 **254.84**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.4923	21.01	10.34
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.4923	17.03	8.38
0147010004	PEON	hh	4.0000	1.9692	15.33	30.19
						48.91
Materiales						
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.3500	50.00	17.50
0205020021	PIEDRA GRANDE	m3		0.4500	60.00	27.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		7.5000	21.00	157.50
						202.00
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	48.91	1.47
0348010009	MEZCLADORA 11 P3	hm	1.0000	0.4923	5.00	2.46
						3.93

Partida 03.01.03.01 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

Rendimiento m2/DIA MO. 12.0000 EQ. 12.0000 Costo unitario directo por : m2 **43.42**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	21.01	14.01
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	17.03	11.35
						25.36
Materiales						
0202010004	CLAVOS PARA MADERA C/C 3 1/2"	kg		0.3100	4.50	1.40
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.3000	5.00	1.50
0243010103	MADERA TORNILLO DE 1"X8"X10'	p2		4.0000	3.60	14.40
						17.30
Equipos						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0801065 PROPUESTA DE ESTABILIZACION DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL DEL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMPALME PE-5N (PUENTE COLOMBIA)-SHAPAJA-CHAZUTA

Subpresupuesto 001 ATENCION DE EMERGENCIA Fecha presupuesto 29/07/2017

0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	25.36	0.76
------------	-----------------------	-----	--	--------	-------	------

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0801065	PROPUESTA DE ESTABILIZACION DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL DEL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMPALME PE-5N (PUENTE COLOMBIA)-SHAPAJA-CHAZUTA					
Subpresupuesto	001	ATENCION DE EMERGENCIA				Fecha presupuesto	29/07/2017
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	21.01	16.81	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	17.03	13.62	

8.5.2.3 Costos Unitarios Sub partidas

Análisis de precios unitarios de subpartidas

Presupuesto 0801065 PROPUESTA DE ESTABILIZACION DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL DEL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300
 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMP. PE-5N (PUENTE COLOMBIA)-SHAPAJA-CHAZUTA
 Subpresupuesto 001 ATENCION DE EMERGENCIA Fecha presupuesto 29/07/2017

Partida		(900304010103-0801065-01) CORTE DE MATERIAL SUELTO			
Rendimiento	m3/DIA	MO.900.00	EQ.900.00	Costo unitario directo por : m3	3.26

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
--------	---------------------	--------	-----------	----------	------------	-------------

8.5.2.4 Precios y Cantidades de recursos requeridos

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra **0801065** PROPUESTA DE ESTABILIZACION DEL TALUD POR DESLIZAMIENTO ROTACIONAL DEL TRAMO KM 08+000 AL KM 08+300 DE LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM-106 TRAMO EMPALME PE-5N (PUENTE COLOMBIA)-SHAPAJA-CHAZUTA

Subpresupuesto **001** ATENCION DE EMERGENCIA

Fecha **29/07/2017**

Lugar **220914** SAN MARTIN - SAN MARTIN - SHAPAJA

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
MANO DE OBRA					
0147000032	TOPOGRAFO	hh	4.0000	23.69	94.76
0147000040	SEGURIDAD VIAL EN OBRA	glb	1.0000	2,400.00	2,400.00
0147010002	OPERARIO	hh	651.0224	21.01	13,677.98
0147010003	OFICIAL	hh	577.3125	17.03	9,831.63
0147010004	PEON	hh	11,163.2338	15.33	171,132.37
					197,136.74

8.6 Anexo N° 06: Planos Generales

8.6.1 Plano de Ubicación

8.6.2 Plano Clave

8.6.3 Planos Topográficos

8.6.3.1 Plano de Planta y Perfil Tramo km 08+000 al km 08+300

8.6.3.2 Plano de Secciones Transversales Tramo km 08+000 al km 08+300

8.6.3.3 Plano de Detalle Sección Banquetas

8.6.4 Planos Geológicos - Geotécnicos

8.6.4.1 Plano Geológico y Geotécnico

8.6.4.2 Plano de Cortes Geológicos

8.6.4.3 Plano de Ubicación de Calicatas

8.6.5 Planos Hidrológicos

8.6.5.1 Plano de Estaciones Climatológicas y Ámbito de Influencia

8.6.5.2 Plano de Delimitación de Influencia Hidrológica de Estación: El Porvenir.

8.6.6 Planos de Alcantarillas

8.6.6.1 Plano de Alcantarilla Progresiva km 08+035

8.6.6.2 Plano de Alcantarilla Progresiva km 08+200

8.6.7 Plano de Cunetas