

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA VÍA GARRAPATA -
SANTA MARÍA, ENTRE LAS ABSCISAS 7+900 Y 63+040, PROVINCIA DE
MANABÍ, ECUADOR”**

TRABAJO DE TITULACIÓN

previo a la obtención del Título de Magister en Geotecnia

Presentado por:

**LOOR SIERRA DIGNA ELIZABETH
MACIAS SANCHEZ LUCIA KATHERINE**

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año – 2020

DEDICATORIA

Dedicatoria 1

Esta tesis está dedicada a Dios, mis padres y hermano pilares fundamentales en mi vida, que siempre estuvieron ahí para darme palabras de apoyo en esta trayectoria. A mi compañera de tesis con la que he compartido muchos años de amistad y la convierte en mi hermana.

Digna Elizabeth Loor Sierra

Dedicatoria 2

Dedico esta tesis primero a Dios porque es quien me da fortaleza y es quien guía mis pasos. Al amor de mi vida, al que me impulsa día a día a alcanzar nuevas metas, mi Eduardo Julián. A mi esposo que sin duda alguna me ha brindado todo su apoyo incondicional y ha sido pilar fundamental para que hoy sea mío este logro. A mis padres, quienes siempre han creído en mí y sobretodo me han demostrado que la dedicación y constancia son el camino que conducen a las metas. A mis herman@s de sangre y de corazón, gracias por brindarme el apoyo y aliento que necesite en todo momento. Por último, pero no menos importante a mi amiga, compañera de tesis y hermana que la vida me regalo, gracia por ser parte de este reto.

Lucia Katherine Macías Sánchez

AGRADECIMIENTOS

Agradecimiento 1

Deseo expresar mi agradecimiento a la tutora de esta tesis a la Dra. Silvia Loaiza por la dedicación y apoyo que ha brindado a este trabajo.

Además, debo agradecer al cotutor al Mg. Eduardo Ortiz, por su orientación y aportación.

También me gustaría agradecer a los docentes que han aportado con sus conocimientos a mi formación profesional.

Digna Elizabeth Loor Sierra

AGRADECIMIENTOS

Agradecimiento 2

Agradezco a mi tutora la Phd.Silvia Loaiza por ser nuestra guía y apoyo, gracias por impartir sus conocimientos que sin duda alguna ha sido parte fundamenta en esta investigación. Agradezco de igual manera al cotutor Mg. Eduardo Ortiz Hernández, por su aporte y contribución en el desarrollo de la tesis.

Lucia Katherine Macías Sánchez

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Estudiante 1 y Estudiante 2 y damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

**Digna Elizabeth Loor
Sierra**

**Lucia Katherine Macías
Sánchez**

EVALUADORES

Kervin Chunga Morán
PROFESOR DE LA MATERIA

Silvia Catalina Loaiza Ambuludi
PROFESOR TUTOR

RESUMEN

La presente investigación tiene como objeto evaluar la estabilidad de los taludes de roca y suelo ubicados en las abscisas 7+900, 19+980, 25+280 y 63+040 de la vía Garrapata – Santa María, pertenecientes a los cantones Chone y El Carmen de la Provincia de Manabí, mediante el empleo de diferentes métodos como análisis cinemático, métodos empíricos y determinación del factor de seguridad. Previamente se realizó una caracterización del macizo rocoso de donde se obtuvo la geometría, y mapeo geológico estructural para la determinación de las familias de discontinuidades en caso de los taludes de roca. Para los taludes de suelo se partió de resultados previamente obtenidos de SPT, permitiendo clasificar los diferentes estratos. Adicionalmente se contó con datos triaxiales que permitieron obtener parámetros de resistencia como ángulo de fricción y cohesión. En el caso de los taludes en roca se emplea el análisis cinemático que determina que los macizos rocosos presentan potenciales mecanismos de rotura por cuña. De los análisis empíricos se tiene mediante el SMR que la roca es de calidad mala. Los dos taludes de suelos estudiados muestran ser totalmente estables. Luego de haber identificados los taludes inestables se plantea un sistema de sostenimiento o remediación que permitan reducir las amenazas de inestabilidad.

Palabras Clave: Estabilidad de taludes, Factor de Seguridad, Análisis Cinemático, Métodos Empíricos, Sismicidad.

ABSTRACT

The main aim of the current research has been to assess the stability of the rock and soil slopes located in the 7+900 abscise, 19+980, 25+280 and 63+040 of the Tick – Santa Maria route, in coastal Ecuador, through the use of different methods such as kinematic analysis, empirical methods and determination of the factor of safety. Previously a characterization of the rocky massif from which the geometry was obtained, and structural geological mapping for the determination of discontinuity families in case of rock slopes. For soil slopes it was based on results previously obtained from SPT, allowing to classify the different strata. In addition, triachial data were available in order to obtain resistance parameters such as angle of friction and cohesion. In the case of rock slopes, kinematic analysis has been used determining that rocky massifs have potential wedge breakage mechanisms. Empirical analyses yielded through the SMR that the rock is of poor quality. The two soil slopes studied indicate to be fully stable. Having identified unstable slopes, a system of support or remediation is proposed in order to reduce threats of instability.

Keywords: Slope Stability, Safety Factor, Kinematic Analysis, Empirical Methods, Sismicity.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	I
<i>ABSTRACT</i>	II
ÍNDICE GENERAL	III
ABREVIATURAS	VII
SIMBOLOGÍA	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
ÍNDICE DE TABLAS.....	XIII
INDICE DE MAPAS	XV
INDICE DE APENDICES.....	XVI
CAPÍTULO 1.....	17
1. Introducción	17
1.1 Antecedentes.	17
1.2 Descripción del problema	18
1.3 Justificación del problema	19
1.4 Objetivos	19
1.4.1 Objetivo General	19
1.4.2 Objetivos Específicos.....	20
1.5 Información relacionada al área de estudio.....	20
1.5.1 Generalidades.....	20
1.5.2 Ubicación geográfica	21
1.5.3 Población	22
1.5.3.1 Exposición de la población a amenaza de movimiento de masa	23
1.5.4 Topografía	25
1.5.5 Hidrología	27

1.6	Fundamentación teórica	28
1.6.1	Geología Regional	28
1.6.2	Geología Local	29
1.6.3	Resistencia al cortante.....	32
1.6.4	Superficie de falla	32
1.6.5	Criterio de falla de Mohr-Coulomb	33
1.6.6	Criterio de rotura de Hoek y Brown.....	35
1.6.7	Comportamiento Sísmico de los Taludes	37
1.6.8	Factores que afectan a los taludes durante los sismos	37
1.6.9	Métodos de estabilidad de taludes.....	38
1.6.10	Métodos de análisis en taludes de roca.....	39
1.6.10.1	Análisis cinemático de taludes en roca.....	39
1.6.10.2	Métodos analíticos de taludes en roca	42
1.6.10.3	Métodos Empíricos	46
	Clasificación geomecánica SMR (Slope Mass Rating)	46
	Método de Calidad de Macizo Rocosos RMR (rock mass rating).....	47
	Rock Quality Designation (RQD)	49
	Método Q-Slope.....	49
1.6.11	Métodos de cálculos de estabilidad de taludes en suelos	55
1.6.11.1	Teoría de Equilibrio Límite.....	55
1.6.12	Análisis pseudostático de Taludes.....	65
	Sismicidad	66
	Determinación de la zonificación sísmica y factor “z”	66
1.6.13	Técnicas de remediación	67
1.6.13.1	Estabilización de Taludes con anclaje.....	72
1.6.14	Método Constructivo	76

CAPÍTULO 2.....	78
2. METODOLOGÍA.....	78
2.1 Reconocimiento de campo.....	79
2.2 Caracterización geomecánica de taludes en rocas.....	80
2.3 Análisis cinemático de taludes en roca.....	81
2.4 Métodos empíricos de taludes en roca.....	82
2.4.1 Clasificación del SMR.....	82
2.4.2 Clasificación de Q-slope.....	82
2.4.3 Caracterización geotécnica de taludes en suelo.....	83
2.5 Evaluación y diseño de estabilidad de los taludes.....	83
2.5.1 Análisis de estabilidad de taludes en roca.....	83
2.5.1.1 Análisis de caída de roca.....	84
2.5.2 Análisis de estabilidad de taludes en suelo.....	84
CAPÍTULO 3.....	85
3. Resultados.....	85
3.1 Geometría del Talud.....	85
3.2 Datos geotécnicos en taludes de suelos.....	94
3.2.1 Estación 25+280.....	94
3.2.2 Estación 63+040.....	97
3.3 Estratigrafía y Litología de Taludes de Rocas.....	98
3.4 Análisis cinemático de taludes en roca.....	102
3.4.1 Análisis Cinemático para Talud (7+900).....	102
3.4.2 Análisis Cinemático para Talud (19+980).....	105
3.1 Métodos empíricos.....	108
3.1.1 SMR (Slope Mass Rating).....	108
Talud 7+900.....	108

Talud 19+980	110
3.2 Factor de Seguridad	114
3.2.1 Talud de roca 7+900	114
3.2.2 Talud de roca 19+980	116
3.2.3 Talud de suelo 25+280	118
3.2.4 Talud de suelo 63+040	119
3.3 Análisis de caída de roca	121
3.4 Medidas de estabilización	121
3.4.1 Colocación de barrera.....	121
3.4.2 . Colocación de pernos de anclaje	122
3.5 Selección de alternativa Optima	125
Conclusiones Y Recomendaciones	126
Conclusiones.....	126
Recomendaciones.....	127
Bibliografía.....	128
APÉNDICES.....	133

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
FICT	Facultad de ingeniería en Ciencias de la Tierra
INAMHI	Instituto nacional de meteorología e hidrología
UTM	Universal Transversal de Mercator
GPS	Global Positioning System
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
ASTM	American Society for Testing and Materials
SUCS	Sistema Unificado De Clasificación De Suelos
TULSMA	Texto Unificado De Legislación Secundaria Del Ministerio Del Ambiente
SPT	Standard Penetration Test
RMR	Rock Mass Rating
RQD	Rock Quality Designation
SMR	Slope Mass Rating
FS	Factor de Seguridad
MSNM	Metros sobre el nivel del mar
K_h	Coefficiente sísmico horizontal
K_v	Coefficiente sísmico vertical

SIMBOLOGÍA

Wh	Humedad del suelo
LI	Límite Líquido del suelo
LP	Límite plástico del suelo
IP	Índice de Plasticidad
cm	Centímetro
m	Metro
Km	Kilómetro
Kpa	Kilopascales
Kg	Kilogramo
Ton	Tonelada
C	Cohesión
Φ	Angulo de fricción
U	Presión intercililar
V	Fuerza ejercida por el agua que llena la grieta de tracción
W	Peso de la cuña
CA	Cohesión en el plano de deslizamiento
γ	Peso específico
τ	Esfuerzo de resistencia al corte
c'	Cohesión efectiva
σ'	Esfuerzo efectivo
P	Rotura Planar
T	Rotura por Vuelco
W	Rotura por Cuña
α_s	Dirección de Buzamiento del talud.
α_j	Dirección de Buzamiento de la junta.
β_s	Buzamiento del talud
β_j	Buzamiento de la junta

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Ubicación de las estaciones analizadas. Fuente: Autor.	22
Figura 1.2 Población urbana y rural del cantón Chone (Fuente INEC 2010).....	23
Figura 1.3 Detalle del incremento poblacional urbana-país (Fuente: INEC 2010).....	23
Figura 1.4 Detalle de la poblacional urbana con exposición a amenaza de movimiento de masa (Fuente: INEC 2010).....	24
Figura 1.5 Envoltentes de rotura del criterio Hoek y Brown en función de los esfuerzos principales (a) y de los esfuerzos normal y tangencial (b). Representación de las diferentes condiciones de esfuerzo para rotura de la matriz rocosa. Fuente: Luis González de vallejo (2002).....	36
Figura 1.6 Método de cálculo para la estabilidad de taludes. Fuente: Suarez (2009). ...	39
Figura 1.7 Criterios de identificación de falla planar. Fuente: Duncan and Christopher (2005).	40
Figura 1.8 Criterios de identificación de falla en cuña. Fuente: Duncan and Christopher (2005).	41
Figura 1.9 Criterios de identificación de falla por vuelco. Fuente: Duncan and Christopher (2005).	42
Figura 1.10 Fuerzas que actúan sobre una superficie de deslizamiento plana, b) Fuerzas ejercidas por un elemento externo resistente (anclaje) aplicado sobre el talud.	43
Figura 1.11 Esquema de un talud que detalla la geometría de la rotura plana a) Grieta de tracción en cabecera, b) Grieta de tracción en la cara del talud. (Modificado de Hoek y Bray. 1981).....	44
Figura 1.12 Ángulos de la cuña de falla según proyección estereográfica (Hoek Y Bray.1981).....	45
Figura 1.13 Criterios de estabilidad en función de Q slope. Fuente: Barton y Bar (2017).....	55 55
Figura 1.14 Detalle del Análisis de estabilidad de taludes mediante el método de Fellenius. Fuente: Sanhueza Plaza & Rodríguez Cifuentes (2013).....	57

Figura 1.15 Esquema de las fuerzas que actúan en la dovela, de acuerdo al método de Fellenius. Fuente: Sanhueza Plaza & Rodríguez Cifuentes (2013).....	57
Figura 1.16 Análisis de estabilidad de taludes por el método Bishop. a) Esquema de las fuerzas que actúan en la dovela. b) Diagrama de fuerzas en equilibrio de la Nma dovela. Fuente: Sanhuesa & Rodriguez (2013)	59
Figura 1.17 Método Janbú (simplificado), fuerzas aplicadas a una rebanada de suelo. Fuente: Ferrás José (2012).	61
Figura 1.18 Diagrama del factor f_0 utilizado en el método de Janbú. Fuente: Suárez (2011).	62
Figura 1.19 Paralelismo de las fuerzas entre dovelas en el método de Spencer. Fuente: Suarez Díaz (2009).	63
Figura 1.20 Método de Spencer fuerzas aplicadas. Ferrás José (2012).	63
Figura 1.21 Método de Morgenstern-Price - Fuerzas aplicadas a una rebanada de suelo Ferrás José (2012).	65
Figura 1.22 Técnicas de remediación de amenaza y riesgo a los deslizamientos. Fuente: Suarez (2009).....	68
Figura 1.23 Elementos de un anclaje. Fuente: Ministerio de Fomento de España (2001).	73
Figura 1.24 Estabilización con un anclaje de carga nominal T. Fuente: Portillo Rubio (2003).	75
Figura 2.1 Diagrama de Flujo de la Metodología de Investigación. Fuente: Autor.	79
Figura 2.2 Flujograma para la caracterización geomecánica de los taludes en roca. Fuente: Autor.....	81
Figura 3.1 Plano de superficie de la estación 7+900. Fuente: Suelcon & Asf.	85
Figura 3.2 Perfil Longitudinal Topográfico Abscisa 7+900. Fuente: Suelcon & Asf.	86
Figura 3.3 Talud de roca 7+900. Fuente: Autor.....	87
Figura 3.4 Plano de superficie de la estación 19+980. Fuente: Suelcon & Asf.	88
Figura 3.5 Perfil Longitudinal Topográfico Abscisa 19+980. Fuente: Suelcon & Asf.	89
Figura 3.6 Talud de roca 19+980. Fuente: Autor.....	90

Figura 3.7 Plano de superficie 25+280. Fuente: Suelcon & Asf.	90
Figura 3.8 Perfil Longitudinal Topográfico Abscisa 25+280. Fuente: Suelcon & Asf.	91
.....	91
Figura 3.9 Talud de roca 25+280. Fuente: Autor.	91
Figura 3.10 Plano de superficie 63+040. Fuente: Suelcon & Asf.	92
Figura 3.11 Perfil Longitudinal Topográfico Abscisa 63+040. Fuente: Suelcon & Asf. ...	93
Figura 3.12 Talud de roca 25+280. Fuente: Autor.	93
Figura 3.13 Ejecución del ensayo de SPT en el talud 25+280. Fuente: Suelcon & Asf.	94
Figura 3.14 Muestreo mediante el tubo shelby en el talud 25+280. Fuente: Suelcon & Asf.	95
.....	96
Figura 3.15 Muestreo mediante el tubo shelby en el talud 25+280. Fuente: Suelcon & Asf.	96
.....	96
Figura 3.16 Columna estratigráfica del talud 25+280. Fuente: Suelcon & Asf.....	96
Figura 3.17 Ejecución del ensayo de SPT. Fuente: Suelcon & Asf.	97
Figura 3.18 Columna estratigráfica del talud 25+280. Fuente: Suelcon & Asf.....	98
Figura 3.19 Columna Estratigráfica talud 7+900. Fuente: El autor.	100
Figura 3.20 Columna Estratigráfica talud 19+980. Fuente: El autor.	101
Figura 3.21 Proyección estereográfica con red Wulff de las discontinuidades medidas en el talud . Fuente: Autor.	103
Figura 3.22 El análisis cinemático del mecanismo de rotura en cuña del talud 7+900. Fuente: Autor.	104
.....	105
Figura 3.23 Proyección estereográfica con red Wulff de las discontinuidades medidas en el talud (19+980). Fuente: Autor.	105
Figura 3.24. El análisis de deslizamiento en cuña indica inestabilidad de talud 19+980. Fuente: Autor.	107
.....	110
Figura 3.25 Estación 7+900 cálculo del SMR utilizando el software SMRTool. Fuente: Autor.....	110

Figura 3.26 Estación 19+980 cálculo del SMR utilizando el software SMRTool. Fuente: Autor.....	111
Figura 3.27 Estabilidad del talud Estación 7+900 por medio del método empírico Q - slope. Fuente: Autor.	112
Figura 3.28 Estabilidad del talud Estación 19+980 por medio del método empírico Q - slope. Fuente: Autor.	113
Figura 3.29 Calculo de estabilidad del macizo rocoso correspondiente a la abscisa (7+900) análisis estático. Fuente: Autor.	115
Figura 3.30 Calculo de estabilidad del macizo rocoso correspondiente a la abscisa (7+900) análisis pseudoestático. Fuente: Autor.	116
Figura 3.31 Cálculo de estabilidad del macizo rocoso correspondiente a la abscisa (19+980) análisis estático. Fuente: Autor.	117
Figura 3.32 Cálculo de estabilidad del macizo rocoso correspondiente a la abscisa (19+980) análisis pseudoestático. Fuente: Autor.	117
Figura 3.33 Cálculo de estabilidad del talud correspondiente a la abscisa 25+280 análisis estático. Fuente: Autor.	118
Figura 3.34 Cálculo de estabilidad del talud correspondiente a la abscisa 25+280 análisis pseudotestático. Fuente: Autor.....	119
Figura 3.35 Cálculo de estabilidad del talud correspondiente a la abscisa 63+040. Fuente: Autor.....	120
Figura 3.36 Cálculo de estabilidad del talud correspondiente a la abscisa 63+040. Fuente: Autor.....	120
Figura 3.37 Simulación de caída de rica en el talud 7+900. Fuente: Autor.	121
Figura 3.38 Colocación de barrera que protege la caída de rocas talud 7+900 Fuente: Autor.....	122
Figura 3.39 Perfil del talud 7+900 con anclaje. Fuente: Autor.	124

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Coordenadas de los taludes.	21
Tabla 1.2 Valores constante m_i para la matriz rocosa, Fuente: Luis González de vallejo (2002).	35
Tabla 1.3 Factor de ajuste de las juntas. Fuente: Romana (1985).	46
Tabla 1.4 Clases de estabilidad y clasificación de taludes rocosos según SMR (Romana, 1985).	47
Tabla 1.5 Parámetros empleados para determinar el RMR base.	48
Tabla 1.6 Valoración del estado de diaclasas.	48
Tabla 1.7 Característica de la roca a partir del RQD. Fuente: Deere & Deere (1988)...	49
Tabla 1.8 Característica de la roca a partir del RQD y J_n . Fuente: Barton y Bar (2017).	50
Tabla 1.9 Característica de la roca a partir del J_a . Fuente: Barton y Bar (2017).	50
Tabla 1.10 Característica de la roca a partir del J_w . Fuente: Barton y Bar (2017).	51
Tabla 1.11 Característica de la roca a partir del J_r . Fuente: Barton y Bar (2017).	52
Tabla 1.12 Característica de la roca a partir del SRF. Fuente: Barton y Bar (2017).	53
Tabla 1.13 Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada.	67
Tabla 1.14 Métodos de conformación topografía del talud. Fuente: Suarez (2009).	69
Tabla 1.15 Metodos de estructuras de contención. Suarez (2009).	70
Tabla 1.16 Metodos de drenaje y subdrenaje. Suarez (2009).	70
Tabla 1.17 Metodos de mejora de suelo. Suarez (2009).	71
Tabla 3.1. Coordenadas UTM-WGS84 de la Estación N° 03.	94
Tabla 3.2. Propiedades mecánicas de Estación N° 03, abscisa 25+280.	95
Tabla 3.3. Coordenadas UTM-WGS84 de la Estación N° 04.	97
Tabla 3.4 Propiedades mecánicas de Estación N° 03, abscisa 25+280.	98
Tabla 3.5. Datos estructurales de las discontinuidades del Talud 7+900. Fuente: Autor.	102

Tabla 3.6 Datos estructurales de las principales familias del Talud G-01 (7+900).	103
Tabla 3.7 Resumen del análisis cinemático del Talud 7+900 por los criterios de Turner y Schuster. Fuente: Autor.....	103
Tabla 3.8. Medidas estructurales de las discontinuidades del Talud G-02 19+980. Fuente: Autor.....	105
Tabla 3.9 Datos estructurales de las principales familias del Talud G-02 (19+980). ...	106
Tabla 3.10 Medidas estructurales de las discontinuidades del Talud 19+980. Fuente: Autor.....	106
Tabla 3.11 Valoración para el cálculo del RMR talud 7+900. Fuente: Autor.	108
Tabla 3.12. Valoración SMR. Fuente Autor.	109
Tabla 3.13 Valoración para el cálculo del RMR talud 19+980. Fuente: Autor.	110
Tabla 3.14 Valoración SMR. Fuente Autor.	110
Tabla 3.15 Valoración y cálculo Q-Slope. Fuente: Autor.	111
Tabla 3.16 Valoración y cálculo Q-Slope. Fuente: Autor.	113
Tabla 3.17 Resumen de resultados de los métodos empíricos de los taludes 7+900 y 19+980. Fuente Autor.....	114
Tabla 3.18 Parametros de entrada del software Swedge del talud 7+900.	115
Tabla 3.19 Parametros de entrada del software Swedge del talud 19+980.	116
Tabla 3.20 Parametros de entrada del software Geoslope del talud 25+280.	118
Tabla 3.21 Parametros de entrada del software Geoslope del talud 63+040.	119
Tabla 3.22 Característica del perno.....	123
Tabla 3.23 Resumen de resultados obtenidos.	124

INDICE DE MAPAS

Mapa 1.1 Mapa de amenazadas de movimientos en masa a nivel cantonal (Fuente: SNGR E INEC 2013).	25
Mapa 1.2 Mapa de pendientes y Geología del Cantón Chone. Fuente: Bonifaz García (2017).	26
Mapa 1.3 Distribución de las cartas topográficas del cantón Chone. Fuente: Centro del Agua y Desarrollo Sustentable (2013).	27
Mapa1.4 Mapa de orografía e hidrología del cantón Chone. Fuente: Cartografía base SNRG e INEC).	28
Mapa 1.5 Carta geológica de la costa central de la provincia de Manabí. El proyecto vial es referido a las formaciones PLB (Borbón) y QPBZ (abanicos aluviales de Balzar y San Tadeo). Unidades en amarillo es la formación Onzole, y unidad naranja es Fm Dos Bocas. Extracto de mapa desde Reyes & Michaud, 2012.	31
Mapa 1.6 Mapa de peligro sísmico del Ecuador. Fuente: NEC (2015).	67

INDICE DE APENDICES

APENDICE A	Ensayos geotécnicos de los taludes de suelos.
APENDICE B	Mapeo Geológico.
APENDICE B	Resultados proporcionados por el software Swedge.
APENDICE D	Reporte Fotográfico.

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes.

A lo largo de la historia se viene desarrollando una serie de principios y metodologías que permitan disminuir las amenazas producidas por el deslizamiento de masas de suelo o roca, incluyendo el manejo de la vulnerabilidad y el control de las posibles causas que puedan afectar para que se produzcan un deslizamiento.

A nivel mundial es común la presencia de problemas vinculados con la inestabilidad de taludes, principalmente en países que poseen complejidad en procesos geomorfológicos y físicos como: tectónica, climas muy húmedos como abundantes precipitaciones, inundaciones, sismos, volcanismo, entre otros.

En Ecuador frecuentemente se realizan estudios relacionados a la determinación del riesgo de inestabilidad para evitar los grandes movimientos de masa como los ocurridos debido a los fenómenos naturales y eventos catastróficos en el siglo XX, ya que provocó un alto potencial destructivo en el ámbito socioeconómico y ambiental (Demoraes, 2003).

Dentro de las características físicas del Ecuador que generan posibles amenazas tenemos: grandes extensiones de vertientes empinadas con composiciones geológicas susceptibles con presencia de suelos sensitivos, abundantes precipitaciones y subducción de la placa Nazca bajo la Sudamericana provocando sismos y volcanismos activos.

En base a los eventos naturales, aumentan el grado de susceptibilidad ocasionando que existan movimientos de masa. En la actualidad se está tomando muy en cuenta los estudios de las laderas, para hacer frente a la problemática que amenaza constantemente a los sectores más vulnerables.

Los diseños de estabilidad de taludes consideran de gran importancia la determinación del factor de seguridad, de tal manera que se pueda establecer un nivel de amenaza y prever posibles daños, en algunos casos se utilizan variantes para evitar pasar por una zona montañosa considerada no estable.

Lo que se trata de evitar en los taludes son las deformaciones a largo plazo, debido a que las acumulaciones de deformaciones originan la rotura de suelo y la formación de fallas en el interior del talud. Las observaciones en campo son de gran importancia porque cuantifica la magnitud de daños suscitados en el sitio, los ensayos in situ constituyen una serie de técnicas que analiza las características físicas - mecánicas de los suelos o rocas.

La zona de estudio se encuentra ubicada en el cantón Chone provincia de Manabí, este cantón está clasificado como zona tropical con fuertes precipitaciones en temporada invernal lo que ha ocasionado en muchas ocasiones que sectores queden incomunicados por deslizamientos de laderas.

El cantón Chone está conformado por tres unidades ambientales que son: Relieves Estructurales, Colinados Terciarios y Relieves Litorales Sedimentarios, por otra parte, existen las unidades geomorfológicas con pendientes que varían de suaves a fuertes definidas como vertientes de mesa de los Relieves Estructurales y Colinados Terciarios (IEE & Ministerio de Agricultura, Ganadería, 2013).

En virtud de lo expuesto, y con la finalidad de evitar pérdidas socioeconómicas y humanas se plantea esta investigación, que considera el estudio de la estabilidad de taludes en roca y suelo, mediante la aplicación de métodos empíricos, analíticos y software especializados.

1.2 Descripción del problema

El terremoto de subducción, acontecido en Ecuador el 16 de abril de 2016 a las 18h58 PM (tiempo local), con magnitud registrada de Mw 7.8 sacudió con gran intensidad la provincia de Manabí y por ende la franja de estudio de las estaciones geológicas en análisis. El talud ubicado en la abscisa 7+900 presentó inestabilidad por caídas de rocas con bloques centimétricos a métricos, durante el movimiento sísmico de Pedernales del 2016. Dicho evento trajo consigo el cierre de la vía provocando que el sector quede incomunicado por varios días. A pesar de que actualmente el acceso al sitio se encuentra a nivel de subrasante en la mayoría de los tramos, el inadecuado mantenimiento de los taludes incide en el desarrollo socio económico, debido a que esta vía sirve para el traslado de los víveres y productos que se producen en el sector. Es aquí donde se justifica esta investigación con el propósito de evaluar la inestabilidad

de los taludes puntuales en la vía Garrapata - Santa María. Los registros de aceleraciones proyectados en el área de estudio, desde el terremoto de Pedernales 2016 (Mw 7.8), indican valores entre 0.26 g y 0.45 g (Chunga et al., 2019).

1.3 Justificación del problema

La vía Garrapata – Santa María se encuentra ubicada en una zona montañosa uniendo a varias comunidades que se dedican a la agricultura como actividad económica principal. El análisis de la estabilidad de taludes en suelo y roca, genera un gran impacto social ante los fenómenos naturales, como movimientos sísmicos, factores climatológicos y desprendimiento de rocas, provocando pérdidas económicas, materiales y humanas (generando desastres).

La necesidad de evaluar varios taludes radica en determinar su estabilidad y establecer medidas de prevención y remediación que permitan reducir los niveles de amenaza, tomando en cuenta que estos sectores ya han quedado incomunicados anteriormente debido a movimientos de masa producidos durante épocas invernales, así como por el sismo presentado el 16 de abril del 2016, ocasionando pérdidas económicas.

Tomando en cuenta que la prevención desde el punto de vista de riesgo y amenaza es la medida que logra mayor beneficio, se origina esta investigación. El área de estudio puede ser afectado por peligros geológicos cosísmicos generados desde terremotos locales moderados desde fallas geológicas, y por lejanos fuertes terremotos de tipo de subducción como el documentado en el 2016 con epicentro en Pedernales. Estos peligros de efectos secundarios pueden ser: (i) deslizamientos de taludes inestables de suelos de tipos coherentes, con planos rotacionales y traslacionales, (ii) deslizamientos de taludes de rocas de tipos disruptivos, caídas de rocas y estratos volcados, (iii) y de tipo lateral en sedimentos recientes de ambientes sedimentarios fluvial. En el área de estudio se encontrado los tipos de deslizamientos coherentes y disruptivos.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Evaluar la estabilidad de los taludes en las abscisas 7+900, 19+980, 25+280 y 63+040 de la vía Garrapata - Santa María (cantón Chone de la provincia de Manabí), a partir de parámetros geomecánicos y geotécnicos, para mitigar los efectos de riesgos de inestabilidad en la vía.

1.4.2 **Objetivos Específicos**

- Establecer la columna estratigráfica, a partir de datos geotécnicos para identificar la litología del talud y la presencia del nivel freático.
- Caracterizar los taludes rocosos, utilizando mediciones estructurales y aplicando métodos empíricos como clasificaciones geomecánicas, para clasificar geotécnicamente el macizo rocoso.
- Calcular los factores de seguridad, con el empleo de herramientas informáticas especializadas, para determinar la estabilidad mecánica de los taludes.
- Proponer sistemas de sostenimiento o remediación que permitan reducir las amenazas de inestabilidad.

1.5 **Información relacionada al área de estudio**

1.5.1 **Generalidades**

Los diseños de estabilidad de taludes consideran de gran importancia la determinación del factor de seguridad, de tal manera que se pueda establecer un nivel de amenaza y prever posibles daños, en algunos casos se utilizan variantes para evitar atravesar una zona montañosa considerada no estable.

Sin embargo, no es suficiente determinar si el talud es inestable, sino plantear la metodología de remediación que más se ajuste a las condiciones del talud para mitigar la amenaza y el riesgo a deslizamiento, dependiendo de factores técnicos, sociales y económicos que faciliten el proceso.

Los principales factores que influyen en la estabilidad de las laderas sean estas de suelos o rocas son: la geología del sitio, sismicidad de la región, geometría y cinemática de las discontinuidades, presencia de agua, propiedades mecánicas de los materiales, entre otros (Botero, Flores Berrones, Romo, & Mendez, 2011).

Según la NEC (2014) los sitios de estudios de las 4 estaciones geológicas de taludes, son referidos a la zona sísmica de nivel alto con $PGA \geq 0,50$ g en roca. El PGA en suelo registrado durante el terremoto de Pedernales del 2016 (Mw 7.8), estuvo en el orden de 0,44 a 0,28 g (Chunga et al.,2019). La aceleración horizontal (PGA-h) para la ciudad de Chone fue en el orden de 0,32 a 0,40 g. Aguiar (2017) indica un registro de 0,365 g. En la Red Sísmica del Ecuador se encuentran los PGA-horizontal para las estaciones geológicas de taludes en estudio, desde las abscisas 7+900 a 25+280 se registra un

PGA-horizontal de 0,40 a 0,45 g; desde las abscisas 38+320 a 45+260 se asigna PGA de 0,35 a 0,40 g, desde 50+120 hasta 58+220 se documenta PGA de 0,30 g a 0,35 g y desde 63+040 hasta 67+710 se asigna PGA de 0,27 a 0,30g.

1.5.2 Ubicación geográfica

Chone se encuentra ubicado geográficamente al Norte de la provincia de Manabí, el cantón limita al Norte con Pedernales y con la provincia Esmeraldas, al Sur limita con los cantones Pichincha, Bolívar y Tosagua, al Este limita con la provincia de Esmeraldas junto con los cantones Flavio Alfaro y El Carmen; finalmente limita al Oeste con los cantones Jama, Pedernales, San Vicente y Sucre (Parroquia San Isidro).

La zona de estudio se desarrolla en los taludes que se encuentran ubicados en las abscisas 7+900, 19+980, 25+280 y 63+040 de la vía Garrapata - Santa María, que comprende parte del territorio de los cantones Chone y El Carmen, provincia de Manabí. Las coordenadas que responden a la ubicación de los taludes en estudio son las siguientes:

Tabla 1.1 Coordenadas de los taludes.

Abscisa	Coordenadas		Tipo de Talud
	X	Y	
7+900	612700	9934552	Roca
19+980	620683	9934388	Roca
25+280	624921	9934461	Suelo
63+040	649952	9924104	Suelo



Figura 1.1 Ubicación de las estaciones analizadas. Fuente: Autor.

1.5.3 Población

Con referencia al VII Censo de Población 2010, Chone cuenta con 126.491 habitantes, de los cuales 63.208 son mujeres y 63.283 son hombres. En cuanto a la distribución de la población el 42% (52.810 habitantes) están ubicados en el área urbana y el 58%, (73.681 habitantes) están en el área rural. De esta población rural, el 20% (14.405 habitantes) están ligados directamente con el sector agropecuario (INEC, 2010). Este cantón posee el 9,2% de la población de la provincia ocupando una superficie de 3.037 km², la misma que equivale al 16% del territorio de Manabí; la cabecera urbana de este cantón posee un área de 10,11 km². La población rural constituye el 99,44% del territorio cantonal, sin embargo, la población urbana ha tenido un ligero aumento, debido a que en los últimos 20 años se ha trabajado constantemente en mejorar las condiciones de vida de los habitantes. (INEC, 2010).

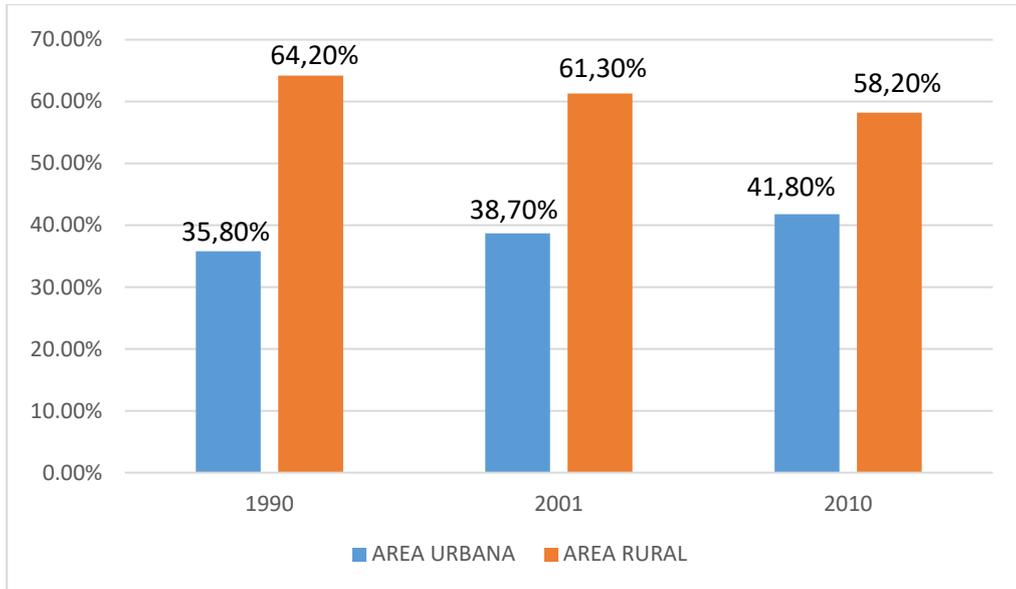


Figura 1.2 Población urbana y rural del cantón Chone (Fuente INEC 2010).

El cantón Chone ha tenido un crecimiento poblacional significativo entre 1950 a 2010 como se ilustra en la figura 1.3.

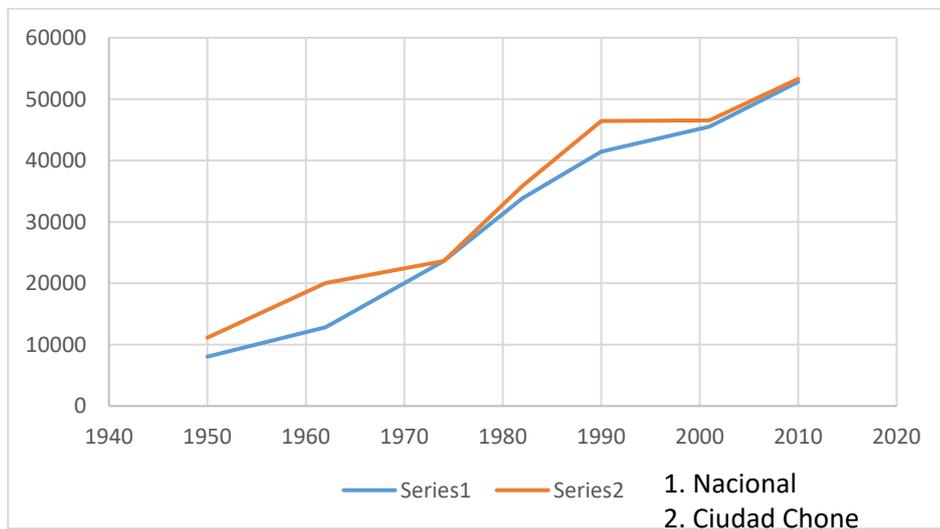


Figura 1.3 Detalle del incremento poblacional urbana-país (Fuente: INEC 2010).

1.5.3.1 Exposición de la población a amenaza de movimiento de masa

Según Inen (2010), del total de población del cantón Chone, el 84,70% tiene baja o nula probabilidad a que este expuesta a movimiento de masa, el 8,40% de la población está

expuesto a mediana susceptibilidad, sin embargo, el 11,90% presenta alta susceptibilidad a que se produzcan movimientos de masa. De los porcentajes indicados se divide en dos partes, población urbana y rural. En el caso de la población urbana se tiene los siguientes datos:

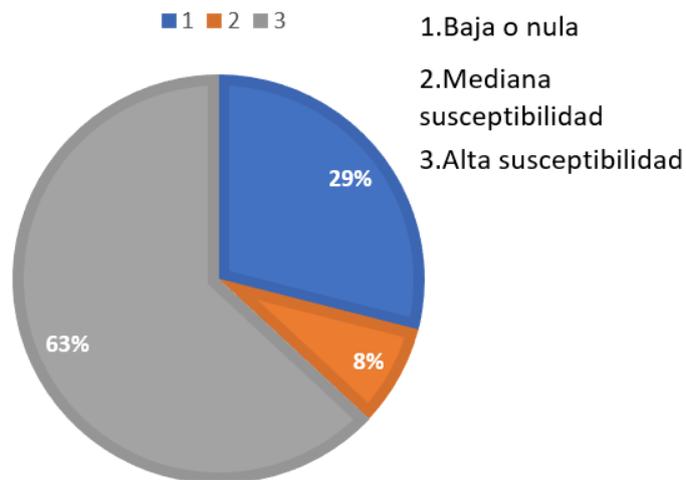
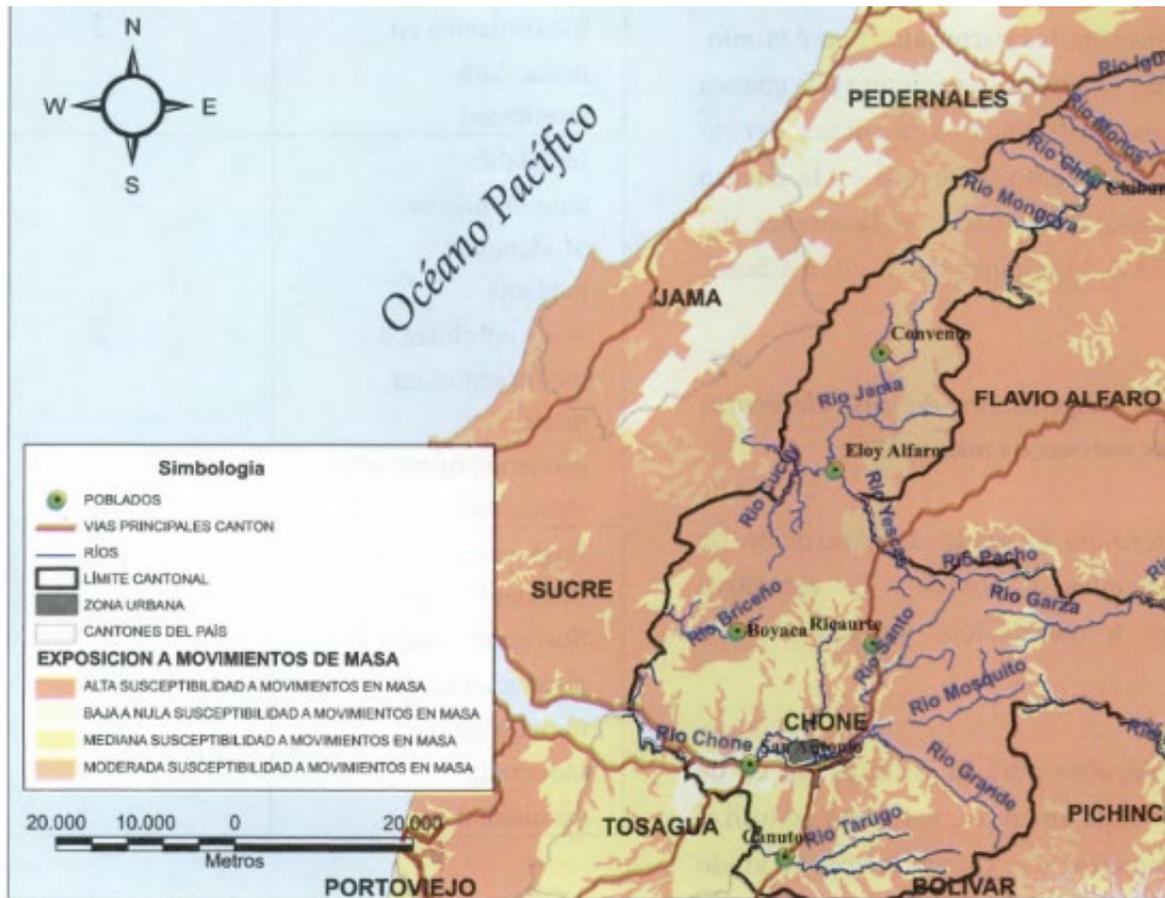


Figura 1.4 Detalle de la poblacional urbana con exposición a amenaza de movimiento de masa (Fuente: INEC 2010).

La población urbana del cantón Chone tiene un alto nivel de susceptibilidad representada por un 63,30%, el 8,20% de la población tiene mediana susceptibilidad, finalmente el 28,50 % de la población presenta una probabilidad baja o nula de que se produzca movimiento de masa. (figura 1.4). El nivel de probabilidad en el área rural a movimientos en masa se considera entre alta y moderada (mapa 1.1).



Mapa 1.1 Mapa de amenazas de movimientos en masa a nivel cantonal (Fuente: SNGR E INEC 2013).

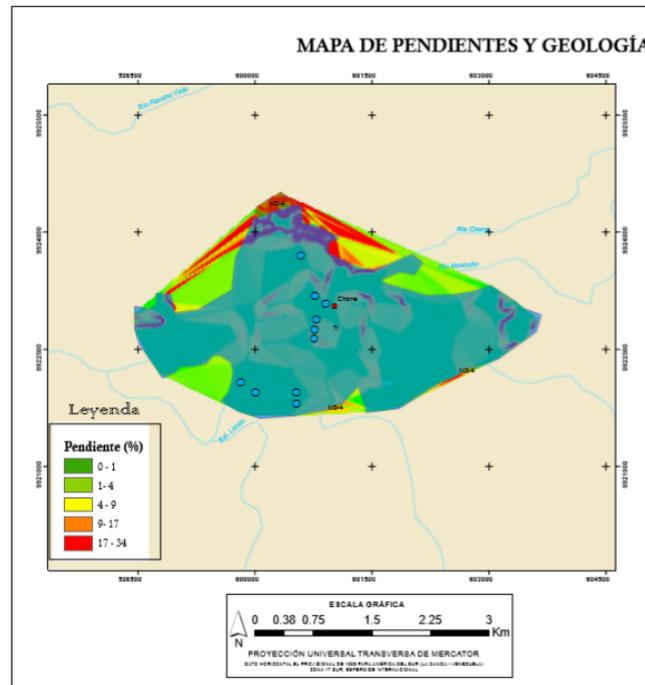
1.5.4 Topografía

Chone tiene una topografía plana en el centro de la población y zonas colinares que no pasan de los 300 metros de altura. Las estaciones sujetas a estudios poseen alturas que varían entre 20 y 90 metros aproximadamente.

Las cotas del cantón varían entre los 2 y 671 msnm metros sobre el nivel del mar, las altitudes que predominan se encuentran entre los 50 y 250 msnm. Algunas parroquias como Eloy Alfaro, Chibunga y Convento que se encuentran al Norte del cantón, poseen altitudes que corresponden entre los 105 y 671 msnm (Centro del Agua y Desarrollo Sustentable, 2013).

La zona de estudio del eje vial pertenece a la parte rural de Chone, por lo que se trata de una zona con elevaciones que varían entre 80 y 490 msnm a lo largo de la vía.

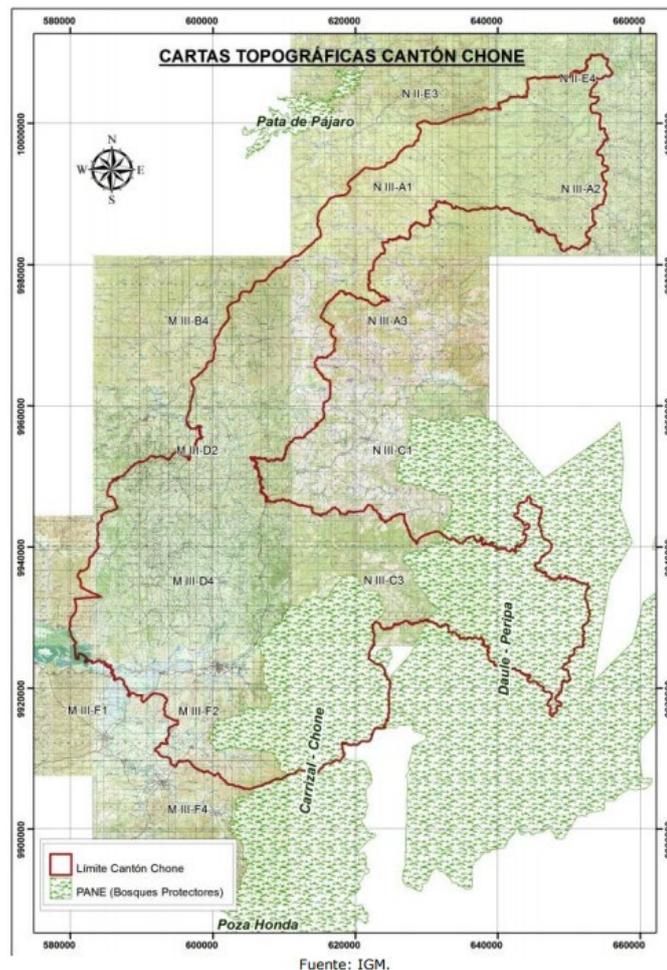
En el mapa 1.2 se muestran las pendientes y la geología del cantón, se puede apreciar que las pendientes más fuertes se encuentran en las afueras de Chone representado con color rojo (Bonifaz, 2017).



Mapa 1.2 Mapa de pendientes y Geología del Cantón Chone. Fuente: Bonifaz García (2017).

En levantamiento topográfico del sitio de estudio fue realizado previamente por la empresa Suelcon & Asf mediante Estación Total, permitiendo obtener parámetros geométricos útiles para el análisis de inestabilidad de los taludes.

En el mapa 1.3 se muestra la carta topográfica del cantón Chone, donde se evidencia que un gran porcentaje de territorio está cubierto por bosque protectores.



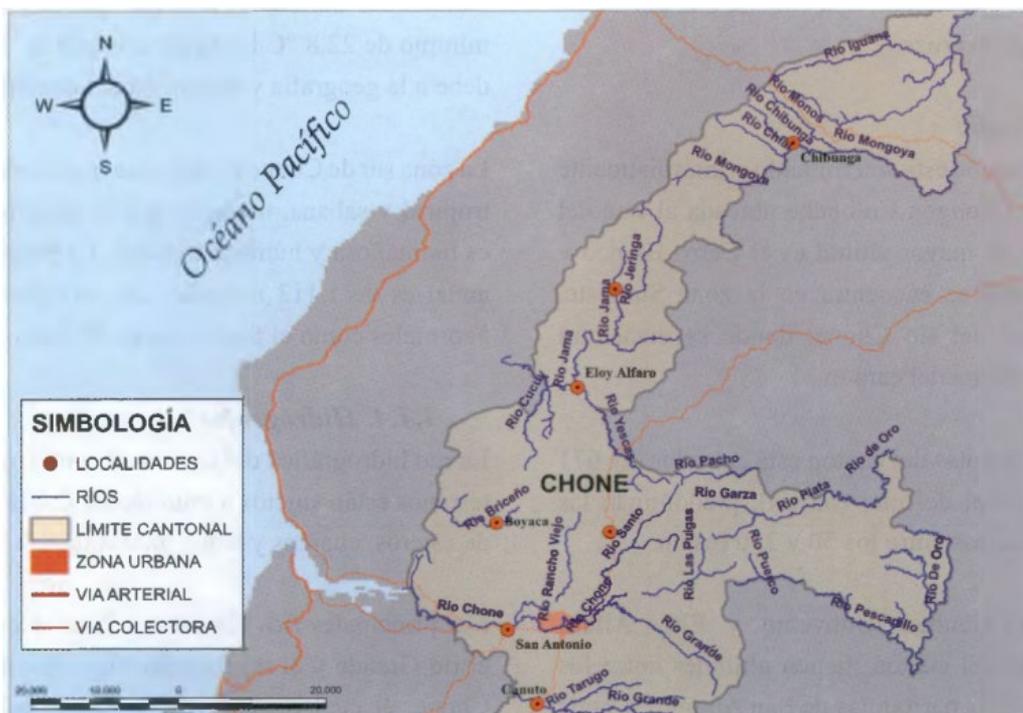
Mapa 1.3 Distribución de las cartas topográficas del cantón Chone. Fuente: Centro del Agua y Desarrollo Sustentable (2013).

1.5.5 Hidrología

La red hidrográfica del cantón Chone está formada de varios ríos, que están alimentados por la presencia de esteros y lagos intermitentes. Los principales ríos cercanos a la cabecera cantonal son el río Grande y el río Rancho Viejo que alimentan al río Chone, el cual recorre del sureste al oeste del cantón, atravesando completamente la zona urbana. El sistema fluvial está conformado por cinco cuencas hidrográficas principales que son: Río Quinindé, río Coaque, río Jama, río Guayas, río Chone, Los ríos Chone, Mosquito, Santo y Yescas son ríos pequeños que atraviesan en varios puntos una de las principales vías colectoras del cantón. La cuenca que tiene

influencia directa en la cabecera urbana del cantón es la del río Chone (Centro del Agua y Desarrollo Sustentable, 2013).

El estado de los taludes es húmedo sin embargo no hay presencia de agua en el macizo debido a escorrentía natural.



Mapa1.4 Mapa de orografía e hidrología del cantón Chone. Fuente: Cartografía base SNRG e INEC).

1.6 Fundamentación teórica

1.6.1 Geología Regional

Desde el punto de vista geológico, la línea de costa se encuentra localizada en la pared interna de la Fosa Oceánica Ecuatoriana la cual es el principal carácter oceánico del Sistema de Subducción Ecuatoriano. Este sistema es una dupla Arco-Fosa compleja que representa el límite entre dos placas corticales moviéndose en sentidos opuestos; en este caso la placa oceánica de Nazca moviéndose hacia el Este, mientras que la placa continental Sudamericana se mueve hacia el Oeste. El resultado de esta

confrontación es la subducción de la placa oceánica que se hunde bajo la placa continental debido a la diferencia de densidades (Bonifaz García & Haro Lescano, 2017).

Bristow (1977), Baldock (1983) han presentado información de formaciones geológicas referida del mapa geológico de la costa de Ecuador (Bristow & Hoffstetter, 1977), (Baldock, 1983), la misma que es actualizada por Reyes (2012). Desde un punto de vista de la geología regional, el sitio en estudio se encuentra dominada por diferentes unidades geológicas, de las formaciones de Dos Bocas, Onzole, y Borbón. Las edades de estas formaciones varían del Oligoceno al Holoceno (Reyes & Michaud, 2012).

1.6.2 Geología Local

El rasgo característico más importante de la ciudad es el río Chone, por lo tanto la geología que domina a la ciudad son los depósitos aluviales jóvenes del mencionado río, de manera general estos se encuentran suprayaciendo a depósitos de arenisca, limo y arcilla que se los atribuye a la formaciones Borbón, dos Bocas y Onzole (Bonifaz García & Haro Lescano, 2017). De acuerdo a la carta geológica de la costa central de la provincia de Manabí el sector donde se encuentran ubicados los taludes en estudios corresponden a la formación Borbón.

Formación Dos Bocas (Oligoceno inferior - Mioceno inferior). – Esta formación se encuentra aflorando al Oeste de la ciudad de Chone, su litología está constituida por lutitas macizas bien estratificadas de color café chocolate, con intercalaciones de limolitas y areniscas con tamaño de partícula que va entre fina a media, además presenta abundantes vetillas delgadas de yeso que se localizan en los rellenos de las fracturas. además, presenta laminas finas de areniscas y dolomita (Enríquez Villarreal & Espinosa Quinde, 2018).

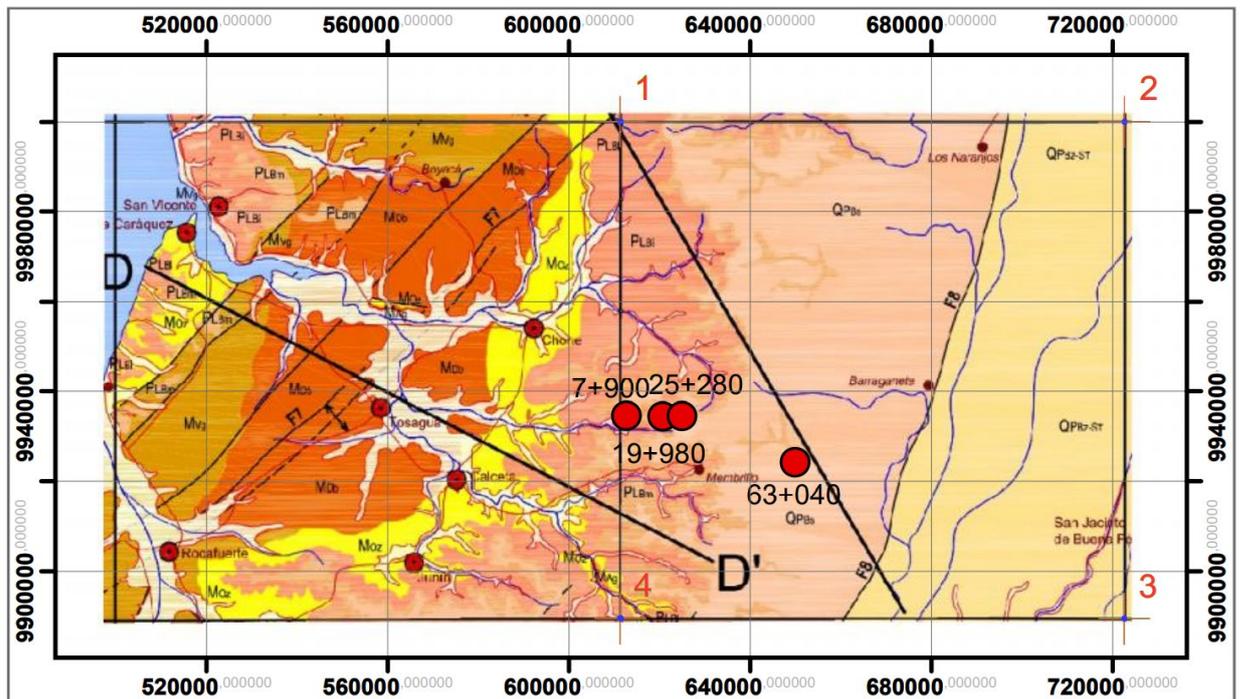
Formación Onzole (Mioceno Medio-Superior). – La formación Onzole está descrita como una formación geológica del Mioceno Superior conformada por material terrígeno y las lutitas al parecer desarrolladas en condiciones de flysch; que son formaciones sedimentarias de bajo fondo, por lo que las lutitas, de manera general, tienen un contenido relativamente alto en sodio. El tiempo de formación de los suelos es relativamente joven, ya que son formados por materiales aluviales y aluviales-deluviales del Cuaternario. Incluso en ellos se observa la sedimentación de materiales

diferenciados texturalmente (de textura franca, arena o franco arcillosa) (Vera Macías, y otros, 2019).

Este substrato presenta generalmente color gris azulado y café verdoso este material es no meteorizado, a medida que los niveles se encuentran superficiales van tornándose arenosos y en la parte superior se encuentran formado de arena y arenisca. La roca meteorizada toma un color café con tono amarillento. Marks (1951) describe 29 especies de moluscos que forman parte de esta formación, si consideramos su distribución espacial en la Cuenca de Manabí.

Formación Borbón (Plioceno). - Constituido por areniscas de color gris azulado de grano medio a grueso en bancos compactados con abundantes megafósiles en bolsones irregulares; intercalaciones de lama endurecida y toba volcánica gris, lentes de conglomerados y generalmente un conglomerado basal que descansa discordantemente sobre las formaciones Onzole y Playa Grande. En la zona de Chone el contacto es concordante y transicional. Según Bristow (1976) y Reyes & Michaud (2012), esta formación está considerada de edad Mioceno Superior hasta Plioceno (Reyes & Michaud, 2012).

Depósitos Cuaternarios recientes. - Los depósitos aluviales cuaternarios se desarrollan en zonas de terrazas inundables, litológicamente están constituidos por arenas finas y limos y sedimentos de arcillas y marinas, ubicados en los niveles de planicie a ligeramente ondulados en pendientes muy suaves (0 a 2°), lo cual define a la llanura baja inundable (Chunga K. , 2014).



QHAt	Aluviales y Terrazas Recientes	PLBm	Fms. Borbón (Mb. Medio) -Cn-Jb	MAg	Fms. Angostura San Agustín - San Antonio
QPTa-Tb	Terrazas Antiguas + Mb. Tablazos	PLBi	Fm. Borbón (Mb. Inferior)	MVg	Fm. Villingota
QPAb	Abanicos Aluviales	Moz	Fm. Ónzole	Mdb	Fm. Dos Bocas
QPBz-ST	Fms. Balzar - San Tadeo				
QPBs	Fms. Borbón (Mb. Superior) -Je				

Mapa 1.5 Carta geológica de la costa central de la provincia de Manabí. El proyecto vial es referido a las formaciones PLB (Borbón) y QPBZ (abanicos aluviales de Balzar y San Tadeo). Unidades en amarillo es la formación Onzole, y unidad naranja es Fm Dos Bocas. Extracto de mapa desde Reyes & Michaud, 2012.

Las terrazas y planicies aluviales (Cuaternario), cubren las subcuencas hidrográficas actuales y están formados por gravas, arenas y limos. Su potencia está en el rango de 20 a 40 m. Las propagaciones de las ondas sísmicas tienen comportamientos diferentes en los diversos tipos de rocas dependiendo mucho de su consistencia litológica y espesor, sin embargo, estas amplificaciones pueden ser incrementadas en los sedimentos holocénicos (últimos 11.784 años) (Chunga et al., 2017).

Desde un punto de vista del análisis geomorfológico y referido al área epicentral del terremoto de Pedernales las intensidades registradas varían entre VIII a X, desde

Chone a Pedernales, las planicies costeras supratidales, zonas de depresiones entre colinas, planicie de paleo-meandros, llanuras de inundación abandonadas son susceptibles a formación de efectos geológicos cosísmicos (Chunga et al., 2018). Las subcuencas hidrográficas para Chone y El Carmen, pueden ser caracterizadas por sus alternancias de periodos de erosión y de sedimentación

1.6.3 Resistencia al cortante

La resistencia cortante de un suelo es la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo puede ofrecer a la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano en su interior, la resistencia al cizallamiento es, en general, una función de la cohesión y la resistencia a la fricción entre las partículas sólidas, el contenido de humedad, la presión del agua intersticial en la masa del suelo (Das, 2013).

La estabilidad de un talud es generalmente un problema de deformaciones planas y por lo tanto el valor del ángulo de fricción interna a utilizar en este caso corresponde al residual para deformaciones plana (Musante, 1979).

En el caso de la resistencia al corte de los macizos rocosos, se debe considerar en el estudio de las propiedades mecánicas de las discontinuidades. Entre los elementos más importantes que influyen en el comportamiento de las discontinuidades frente a un esfuerzo cortante son: esfuerzos normales al plano de corte, rugosidad de las superficies de contacto, grado de alteración y resistencia de las superficies de la discontinuidad, Velocidad del movimiento de corte, orientación del desplazamiento (Camacho Tauta, Reyes Ortiz, Nieto Leal, Millán Montejo, & Rincón Morantes, 2009).

El estudio del comportamiento geomecánico de las discontinuidades se basa en las relaciones entre los esfuerzos de cortes aplicados y los deslizamientos tangenciales producidos, relación conocida como rigidez. La resistencia puede estimarse mediante el ensayo de corte directo, fundamentalmente depende de la fricción de los planos, rugosidad o irregularidades de las paredes de las discontinuidades y, en menor proporción, de la cohesión (Gonzalez de Vallejo , Ingenieria Geologica, 2002).

1.6.4 Superficie de falla

Este término es usado para referirse a la superficie sobre la cual puede ocurrir el desplazamiento de un talud. En los métodos de equilibrio límite se asume que el factor

de seguridad es el mismo en todos los puntos de la superficie de deslizamiento, por lo que este valor representa un promedio, en caso de que ocurriera la falla los esfuerzos cortantes serían iguales a lo largo de la superficie.

Existe una superficie crítica de falla que es cuando se asume un número considerable de posibles fallas con el factor de seguridad mínimo.

1.6.5 Criterio de falla de Mohr-Coulomb

Este criterio fue creado por primera vez por Coulomb en el año 1773, inicialmente pensado para el estudio en suelos, es un criterio de rotura lineal esto significa, tal y como se ha indicado anteriormente, que la ecuación que define la superficie de fluencia es una ecuación lineal. Aunque el comportamiento de la roca en un ensayo triaxial no concuerda con un modelo lineal, Mohr-Coulomb se sigue utilizando mucho por su sencillez y comodidad.

Mohr (1900) dio a conocer la teoría para la ruptura de los materiales, la misma que indica que un material colapsa debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no de cualquier esfuerzo máximo normal o cortante únicamente (Das, 2013). Por lo que, la relación entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante de un plano determinado de falla puede ser expresado de la siguiente forma:

$$\tau = f(\sigma) \quad (1.1)$$

Donde

τ = esfuerzo cortante en el plano de falla

σ = esfuerzo normal en el plano de falla

Sin embargo, para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente con una función lineal del esfuerzo normal, y esta ecuación se denomina criterio de falla de Mohr-Coulomb.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (1.2)$$

Donde:

c = cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna

σ = Esfuerzo total

En el caso de los suelos saturados, el esfuerzo total es la suma del esfuerzo efectivo y la presión del agua intersticial, por lo que se reescribe de la siguiente manera:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi' \quad (1.3)$$

$$\text{simplificando: } \tau = c' + (\sigma') \tan \phi' \quad (1.4)$$

Donde:

τ = Esfuerzo de resistencia al corte

c' = Cohesión efectiva

ϕ' = fricción interna efectiva

σ' = Esfuerzo efectivo

En el caso en que el grado de saturación sea menor al 85% o suelos no saturados se utiliza la siguiente ecuación:

$$\tau = c' + (\sigma_n - \sigma_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (1.5)$$

Donde:

σ_n = Esfuerzo normal total

u_a = Presión en el aire de los poros

u_w = Presión de agua

ϕ^b = Angulo de fricción igual a la pendiente de la curva succión matricial $(u_a - u_w)$ contra resistencia al cortante cuando $(u_a - u_w)$ se mantiene constante. La resistencia del macizo rocoso se encuentra definida en términos de esfuerzos efectivos, por la cohesión c' y el ángulo de fricción ϕ' . Tratándose del criterio de Mohr-Coulomb existe una relación lineal entre los esfuerzos efectivos principales mayor y esfuerzo, σ'_1 y σ'_3 (Hoek & Brown, 1997).

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + k \times \sigma$$

Donde:

σ_{cm} = Resistencia en compresión uniaxial del macizo rocoso.

k = Pendiente de la relación lineal entre σ'_1 y σ'_3 .

Los parámetros de c' y ϕ' pueden ser calculados mediante las siguientes ecuaciones:

$$\sin \phi = \frac{k-1}{k+1} \quad (1.6)$$

$$c' = \frac{\sigma_{cm}}{2x\sqrt{k}} \quad (1.7)$$

1.6.6 Criterio de rotura de Hoek y Brown

Para evaluar la resistencia de un macizo rocoso lo más adecuado es utilizar un criterio no lineal, donde la representación gráfica de la rotura es una curva de tipo cóncavo (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002). Hoek y Brown (1980) propone un criterio no lineal de rotura que permite determinar la resistencia del macizo rocoso con condiciones Triaxiales, para ello se emplea la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \quad (1.8)$$

Donde:

σ_1 y σ_3 = esfuerzos principales.

σ_{ci} = resistencia a compresión simple de la roca.

m_i = constante que depende de las propiedades del macizo.

Tabla 1.2 Valores constante m_i para la matriz rocosa, Fuente: Luis González de vallejo (2002).

Tipo de roca y valor de la constante m_i				
Sedimentarias clásticas	Conglomerado	(22)	Lutita	4
	Arenisca	19	Grauvaca	(18)
	Limolita	9		
Sedimentarias no clásticas	Caliza margosa	7	Caliza micrítica	8
	Brecha caliza	(20)	Yeso	16
	Caliza esparítica	(10)	Anhidrita	13
Metamórficas	Mármol	9	Gnesis(*)	33
	Cuarcita	24	Esquisto(*)	4-8
	Migmatia	(30)	Filita(*)	(10)
	Anfibolita	25-31	Pizarra(*)	9
	Milonita	(6)	Diorita	(28)
Ígneas	Granito	33	Andesita	19
	Riolita	(16)	Gabro	27
	Granodiorita	(30)	Basalto	(17)

	Dacita	(17)		
Ígneas extrusivas piroclásticas		(20)	Toba	(15)
		(18)		

Hoek y Brown, 1997. Los valores entre paréntesis son estimados.
 (*) Valores obtenidos de ensayos en matriz rocosa con dirección de aplicación de la carga normal a los planos de foliación. El valor de m_i será significativamente diferente si la rotura ocurre a favor de los planos de debilidad.

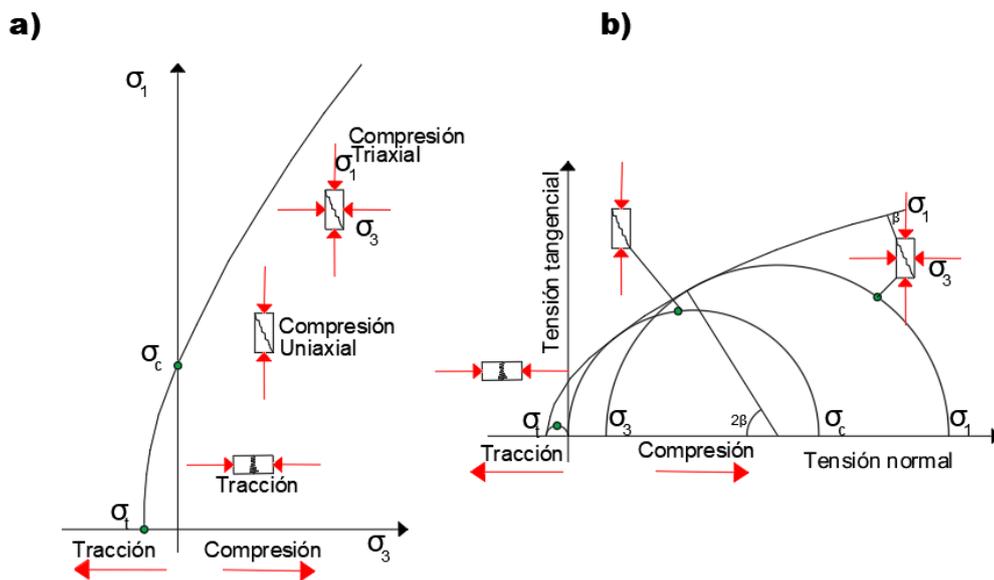


Figura 1.5 Envolventes de rotura del criterio Hoek y Brown en función de los esfuerzos principales (a) y de los esfuerzos normal y tangencial (b). Representación de las diferentes condiciones de esfuerzo para rotura de la matriz rocosa. Fuente: Luis González de vallejo (2002).

La ecuación del criterio de rotura en base a los esfuerzos normales y tangenciales es la siguiente:

$$\tau = A \sigma_{ci} \left(\frac{\sigma_n - \sigma_t}{\sigma_{ci}} \right)^B \quad (1.9)$$

Donde:

A y B= constante dependientes de m_i .

σ_t = Resistencia a la tracción.

1.6.7 Comportamiento Sísmico de los Taludes

Los sismos son fenómenos naturales causados por movimientos de las fallas geológicas en la corteza terrestre. Para este estudio se consideran sismos desde fallas geológicas y por subducción de placas tectónicas, recordando que se encuentra en una zona de alta sismicidad con aceleraciones en rocas entre 0.45 y 0.55 (NEC-11, 2015). Al moverse las fallas, se producen ondas de diferentes tipos y de gran poder, las cuales viajan a través de las rocas. Los movimientos sísmicos pueden activar deslizamientos de tierra. En el caso de un sismo, existe el triple efecto de aumento del esfuerzo cortante, disminución de la resistencia por aumento de la presión de poros y deformación, asociados con la onda sísmica; pudiéndose llegar a la falla al cortante y hasta la licuación en el caso de los suelos granulares saturado (Suarez Diaz, 2009). Para los análisis de taludes y laderas expuestos a eventos sísmicos deben tenerse en cuenta lo siguiente:

- El valor de las fuerzas sísmicas aplicadas sobre las masas de suelo potencialmente deslizables.
- La considerable disminución de la resistencia por causas de las cargas de vibración.

1.6.8 Factores que afectan a los taludes durante los sismos

En el momento en que se produce un evento sísmico, la estabilidad de los taludes pueden verse afectado de diferentes maneras (Hack , Alkema, Kruse, Leenders, & Luzi, 2007). La forma más común para representar un sismo en un lugar determinado es obtener la aceleración del suelo, velocidad o desplazamiento en función de tiempo. El resultado se denomina Registros de Aceleración del Sismo (Bojorque Iñiguez, 2016).

Los principales factores que afectan los taludes en un sismo son: la magnitud de la aceleración sísmica en roca y su amplificación en suelos, la duración del sismo, la distancia al área epicentral, la dirección principal del sismo si es en bloque colgante o pie de bloque de la falla geológica, la formación geológica si son sedimentos cohesivos o granulares, las dimensiones del talud sean estabilizados o naturales (Suarez Diaz, 2009).

1.6.9 Métodos de estabilidad de taludes

Para analizar la estabilidad de un talud, existe una serie de metodologías disponibles dentro de las cuales se encuentran: métodos de cálculo con modelos numéricos o métodos de equilibrio límite, métodos dinámicos para el análisis de caídas de roca, entre otros (Valiente Sanz, Salvador Sobrecases, & Díaz Orrego, 2015).

De los ya mencionados, los métodos numéricos son los que presentan la mejor la técnica ya que tienen mayor aproximación y detalle de evaluación de estabilidad de taludes. Sin embargo, los más sencillos son los métodos de límite de equilibrio, debido a que son más fácil de utilizar (Suarez Diaz, 2009). Además, permiten el análisis combinado con técnicas probabilísticas (Stead , Benko , Eberhardt, & Coggan , 2000). En el caso de taludes con complejidad en sus fallas, se requiere el uso de metodologías de modelación que tomen en cuenta los factores que producen los desplazamientos, dichos factores resultan ser complejos de modelar; sin embargo, para analizar estas situaciones, existen las herramientas conocidas como elementos finitos, diferencias finitas, elementos discretos y modelos dinámicos (Suarez Diaz, 2009). En la figura 1.8 se presenta un diagrama de flujo que destaca los principales métodos de cálculo para el análisis de estabilidad de taludes.

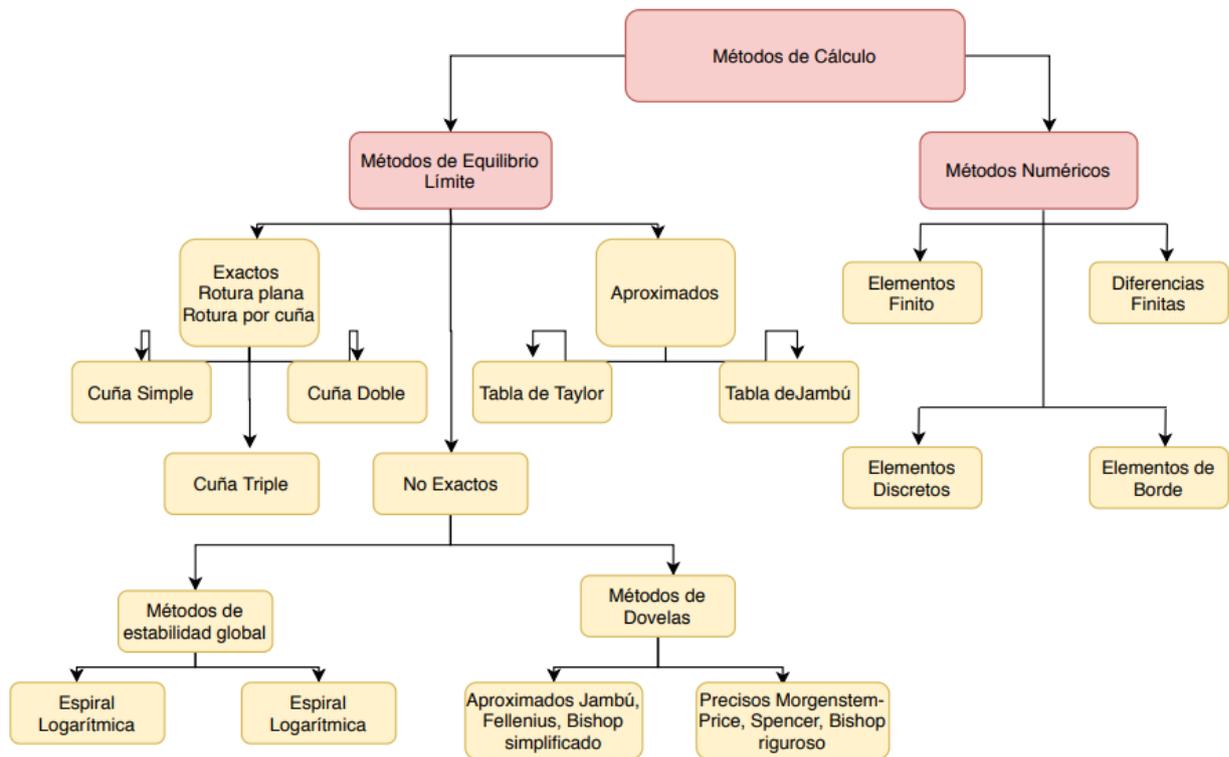


Figura 1.6 Método de cálculo para la estabilidad de taludes. Fuente: Suarez (2009).

1.6.10 Métodos de análisis en taludes de roca

1.6.10.1 Análisis cinemático de taludes en roca

El análisis cinemático consiste en conocer las probabilidades de que ocurra una falla en un macizo rocoso. En cuanto a las limitaciones de esta metodología tenemos que la cohesión y efectos de agua no son considerados, no proporciona indicaciones de inestabilidad, no permite determinar factores de seguridad únicamente se basa en la relación entre la cara del talud y las familias de discontinuidades (Suarez J. , 2009).

Para realizar el análisis cinemático es necesario identificar las discontinuidades, la relación entre la cara del talud y las familias de discontinuidades e indicación preliminar de potenciales modos de rotura de taludes.

Rotura plana

La rotura plana se produce en aquellos taludes donde por determinadas condiciones geológicas o geotécnicas, el deslizamiento de la masa rocosa ocurre a través de una única superficie plana con dirección similar al talud, llamada plano de rotura.

Geoméricamente, la ocurrencia de rotura plana en un macizo rocoso depende de la orientación de las discontinuidades respecto a la orientación del talud, así como del buzamiento de las discontinuidades respecto al del talud. Además, geomecánicamente, el deslizamiento sólo podrá tener lugar si se supera la fuerza de rozamiento en el plano de deslizamiento (Grazón & Torrijo, 2018).

Los criterios utilizados (Tuner y Schuster) indican que para que se produzca una falla plana tiene que cumplirse las siguientes condiciones:

- El ángulo de buzamiento del talud $>$ ángulo de buzamiento del plano de falla $>$ ángulo de fricción. $\Psi_f > \Psi_p > \phi$
- Rumbo del talud \approx rumbo plano $\pm 20^\circ$ (empírico).
- Deben existir caras laterales que liberen al bloque.

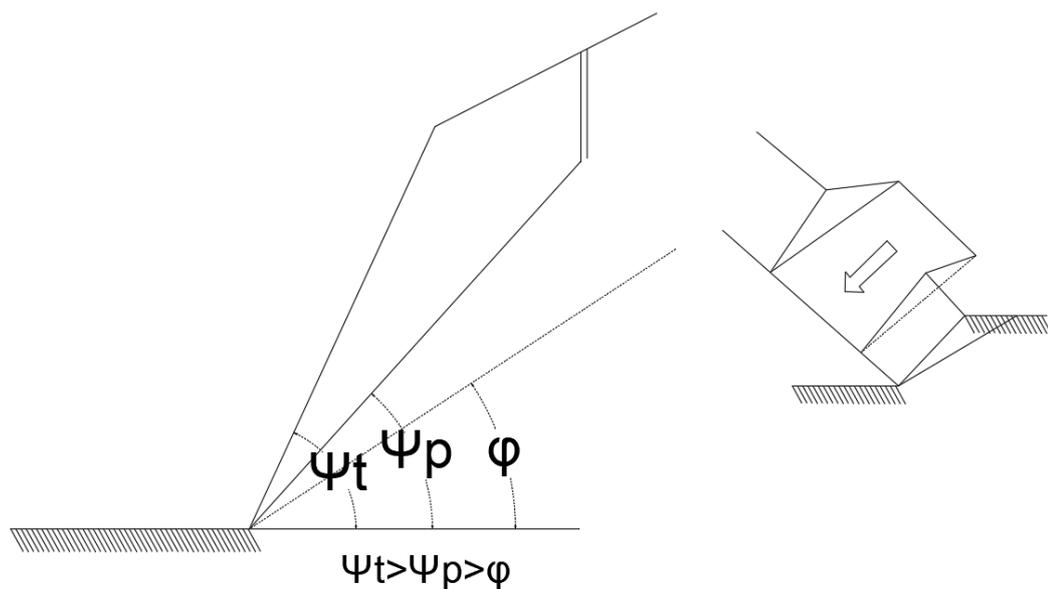


Figura 1.7 Criterios de identificación de falla planar. Fuente: Duncan and Christopher (2005).

Rotura por Cuña

La rotura en cuña se produce siguiendo dos planos de discontinuidad, de manera que el buzamiento de la línea de intersección de ambos planos tenga un buzamiento inferior al ángulo de talud, lo que descalza un tetraedro o cuña de roca que podrá eventualmente deslizar (Ramirez Oyanguen & Alejano Monge, 2004).

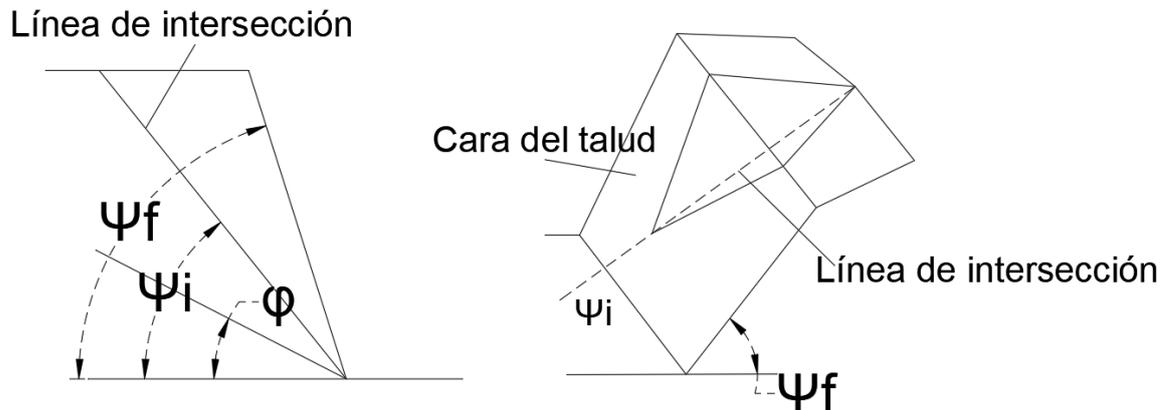


Figura 1.8 Criterios de identificación de falla en cuña. Fuente: Duncan and Christopher (2005).

Las condiciones cinemáticas para que se produzca una falla en cuna son:

- El rumbo de intersección debe ser aproximadamente igual a la del buzamiento de la cara del talud
- El ángulo de buzamiento del talud debe ser mayor que el ángulo de la línea de intersección.
- El ángulo de la intercepción debe ser mayor que el ángulo de fricción.

Rotura por Vuelco

La rotura por vuelco se produce si se tiene una familia de discontinuidades muy persistentes y relativamente poco espaciadas que tengan un rumbo paralelo al del talud, pero que su buzamiento sea en contra y con alta inclinación. En ocasiones esta falla se ve catalizado por la presencia de más discontinuidades perpendiculares a la anterior que permita la formación de una base escalonada sobre la que vuelquen los prismas de roca que se formen (Ramirez Oyanguen & Alejano Monge, 2004). Así, para que pueda producir un vuelco tienen que presentarse los siguientes tres criterios de identificación:

- Discontinuidad buza hacia dentro del talud.
- Azimut talud \approx azimut plano $\pm 20^\circ$ (empírico).
- $90 - \psi_p < \psi_f - \varphi$ (condición de cizalla).

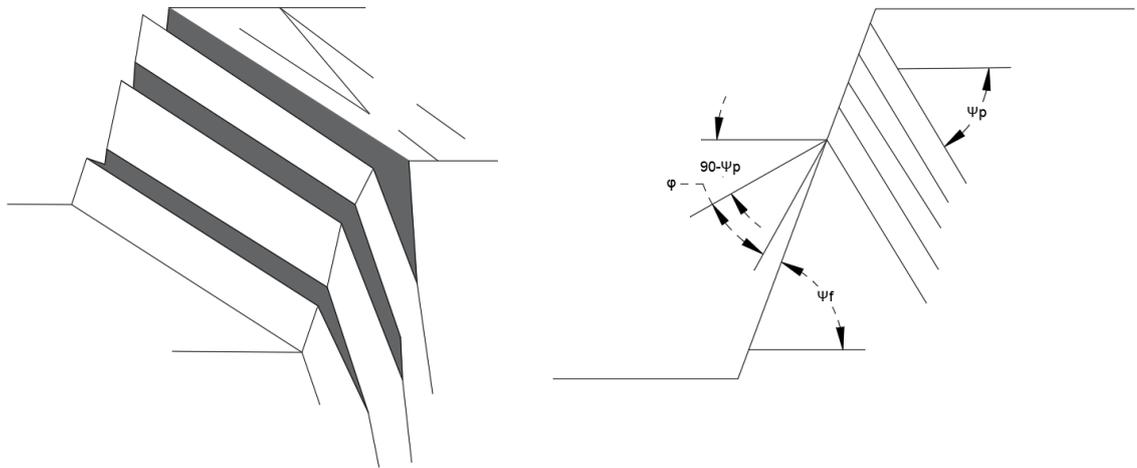


Figura 1.9 Criterios de identificación de falla por vuelco. Fuente: Duncan and Christopher (2005).

1.6.10.2 Métodos analíticos de taludes en roca

Rotura Plana

Este tipo de falla es la más sencilla de analizar. El factor de seguridad se calcula en función de las fuerzas actuantes que se desarrollan en la superficie de falla.

$$F = \frac{cA + (W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \phi}{W \operatorname{sen} \alpha} \quad (1.10)$$

Donde:

cA = cohesión en el plano de deslizamiento

$(W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \phi$ = fuerza producida por el deslizamiento

$W \cos \alpha$ = componente estabilizadora del peso

U = presión de agua

$W \operatorname{Sen} \alpha$ = Fuerza del peso tendente al deslizamiento

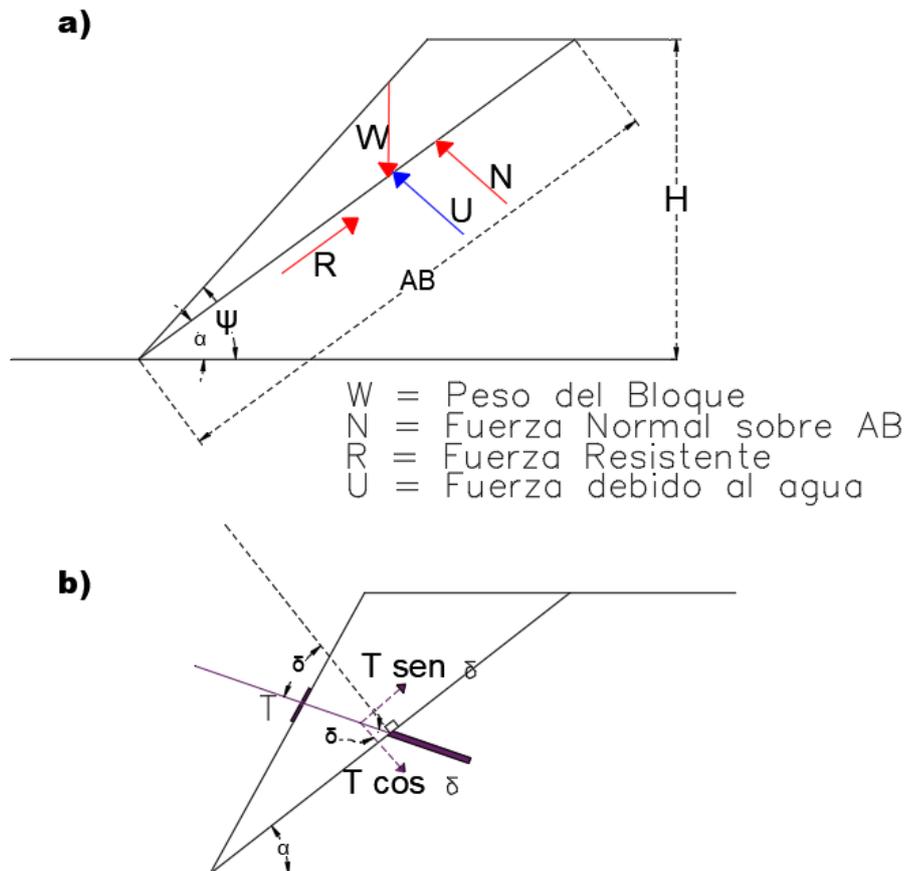


Figura 1.10 Fuerzas que actúan sobre una superficie de deslizamiento plana, b) Fuerzas ejercidas por un elemento externo resistente (anclaje) aplicado sobre el talud.

Cuando existe grietas de tracción y esta está llena de agua se emplea la siguiente formula:

$$F = \frac{cA + (W \cos \alpha - U - V \operatorname{sen} \alpha) \operatorname{tg} \phi}{W \operatorname{sen} \alpha + V \cos \alpha} \quad (1.11)$$

Donde:

V = Fuerza ejercida por el agua que llena la grieta de tracción.

El peso del talud se determina en función del volumen del bloque que va a deslizarse y de su peso específico.

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w^2 \quad (1.12)$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w A \quad (1.13)$$

Donde:

A= Longitud del deslizamiento.

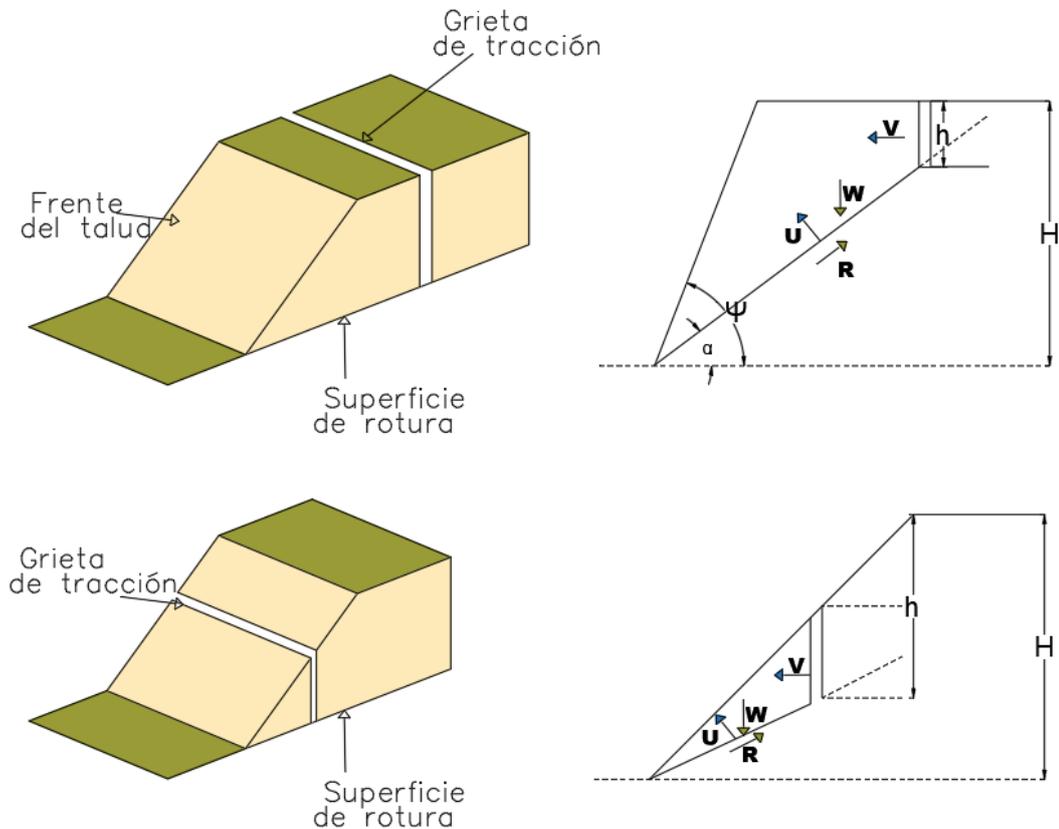


Figura 1.11 Esquema de un talud que detalla la geometría de la rotura plana a) Grieta de tracción en cabecera, b) Grieta de tracción en la cara del talud. (Modificado de Hoeky Bray. 1981).

Rotura por cuña

El cálculo de rotura por cuña es más complejo que el de rotura plana, ya que el análisis incluye más parámetros (Sobarzo, Villalobos, & King, 2011).

En el caso más frecuente para determinar el factor de seguridad para una rotura en cuña, donde se puede considerar la cohesión y la presencia de agua se puede calcular aplicando la siguiente ecuación propuesta Hoek y al., (1973):

$$FS = \frac{3}{\gamma r H} (CAX + CBY) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma r} X \right) \tan \phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma r} Y \right) \tan \phi_B \quad (1.14)$$

Donde:

CA y CB= Cohesiones de los planos A y B de falla.

ϕ_A y ϕ_B = Ángulos de fricción en cada plano.

γ_w y γ_r = Peso unitario del agua y roca.

H= Altura de la cuña de falla.

X, Y, A y B= Dependen de la geometría del talud.

$$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cos \theta_{2,na}} \quad (1.15)$$

$$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cos \theta_{1,nb}} \quad (1.16)$$

$$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b * \cos \theta_{na.nb}}{\sin \psi_5 * \sin 2\theta_{na.nb}} \quad (1.17)$$

$$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a * \cos \theta_{na.nb}}{\sin \psi_5 * \sin 2\theta_{na.nb}} \quad (1.18)$$

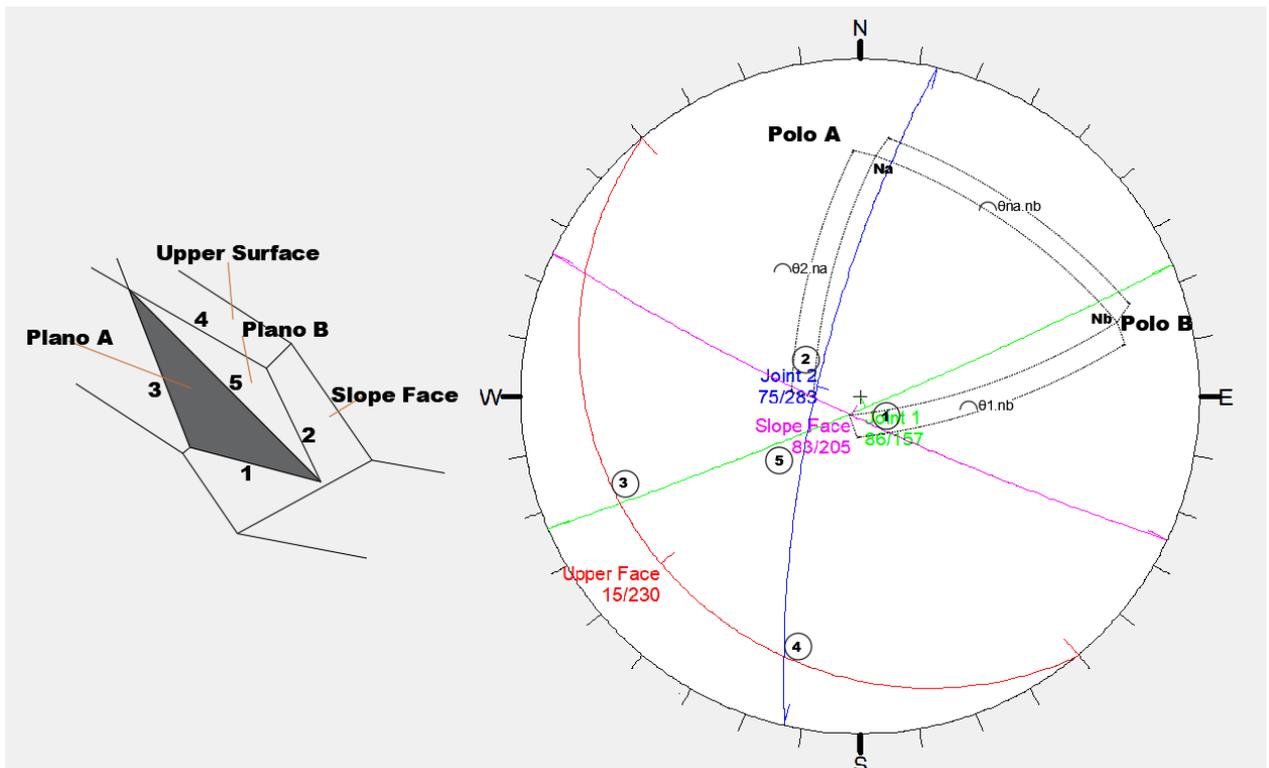


Figura 1.12 Ángulos de la cuña de falla según proyección estereográfica (Hoek Y Bray.1981).

Rotura por Vuelco

Los cálculos del factor de seguridad para una rotura por vuelco se establecen considerando las relaciones geométricas de los bloques y del talud. Goodman y Bray (1976) y Hoek & Bray (1981) han creado análisis para casos sencillos con bloques

esquemáticos (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002). Este método de equilibrio límite propuesto se utiliza a menudo, aunque análisis numéricos basados en el método de elementos finitos tienen cada vez mayor aplicación (Sagasetta, Sanchez, & Cañizal, 2001).

1.6.10.3 Métodos Empíricos

Clasificación geomecánica SMR (Slope Mass Rating)

La clasificación geomecánica SMR ("Slope Mass Rating") de Romana (1985, 1993, 1995), es un método que proporciona una división en clases de estabilidad y propone recomendaciones para la elección de medidas de soporte o correctoras (Romana Ruiz, Serón Gáñez, & Montalar Yago, 2001). El índice SMR se obtiene del índice RMR básico sumando un "factor de ajuste", que va en función de la orientación de las juntas. Para calcular el SMR se emplea la siguiente fórmula:

$$SMR = RMR_{básico} + (F1 * F2 * F3) + F4 \quad (1.19)$$

Donde :

RMR_{básico}= rock mass rating

F1, F2, F3= factores de ajustes

Partiendo del tipo de falla determinado en el análisis cinemático se determina los parámetros F1, F2, F3 y F4 cuyas valoraciones se encuentran en la tabla 1.3.

Tabla 1.3 Factor de ajuste de las juntas. Fuente: Romana (1985).

Tipo de rotura		Muy favorable	favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$ \alpha_j - \alpha_s $	> 30	30 - 20	20 - 10	10 - 5	< 5
T	$ 180 - \alpha_j - \alpha_s $					
W	$ \alpha_i - \alpha_s $					
P/T/W	F1	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P/W	$ \beta_i $ o $ \beta_j $	< 20	20 - 30	30 - 35	35 - 45	> 45
P/W		0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
T	F2			1,00		
P	$\beta_j - \beta_s$	> 10	10 - 0	0	0 - (-10)	< (-10)
W	$\beta_i - \beta_s$					
T	$\beta_j + \beta_s$	< 110	110 - 120	> 120	-	-
P/W/T	F3	0	-6	-25	-50	-60

Factor de ajuste por el método de excavación F4				
Método	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o excavación mecánica
F4	+15	+10	+8	0

Donde:

P= Rotura Planar.

T= Rotura por Vuelco.

W= Rotura por Cuña

α_s = Dirección de Buzamiento del talud.

α_j = Dirección de Buzamiento de la junta.

β_s = Buzamiento del talud.

β_j = Buzamiento de la junta.

Con los resultados que se pueden obtener se clasifica la estabilidad del talud rocoso mediante la tabla 1.4.

Tabla 1.4 Clases de estabilidad y clasificación de taludes rocosos según SMR (Romana, 1985).

Clase N°	V	IV	III	II	I
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Probabilidad de rotura	0.9	0.6	0.4	0.2	0
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Trazamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

Método de Calidad de Macizo Rocosos RMR (rock mass rating)

La caracterización del macizo rocoso se realizó siguiendo la metodología de Bieniawski (Bieniawski, 1976), para ello se valora una serie de parámetros. La clasificación de RMR (oscila entre 0 y 100) es obtenida con las siguientes descripciones. In situ:

Resistencia del material intacto (Ensayo carga puntual o compresión simple)

R.Q.D (Designación de la calidad de la roca)

Distancia entre las discontinuidades valor máximo.

Condición de las discontinuidades valor máximo.

Agua subterránea valor máximo para condiciones de humedad.

$$\text{RMR} = (a) + (b) + (c) + (d) + (e) \quad (1.20)$$

Tabla 1.5 Parámetros empleados para determinar el RMR base.

1	Resistencia de la roca sana (MPa)	Ensayo carga puntual	>10	4-10	2-4	1-2	-		
		Compr. Simple	>250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5-25	1-5	<1
	Valoración		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
	Valoración		20	17	13	8	3		
3	Separación discont.		>2m	2 - 0.6 m	0.2 - 0.6 m	0.06 - 0.2 m	<0.06m		
	Valoración		20	15	10	8	5		
4	Estado diaclasas		Muy rugosas Discontinuas Borde sano y duro	Ligeram. Rugosas e<1mm Borde duro	Ligeram- rugosas e<1mm Borde blandos	Rellenos e<5mm Abiertas Continuas	Rellenos blandos e>5mm Continuas		
	Valoración		30	25	20	10	0		
5	Presencia de agua	Caudal en 10m túnel	Nulo	<10 1/min	10-25 1/min	25-125 1/min	>128 1/min		
			0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	Estado		Seco	Ligeram. Húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo		
	Valoración		15	10	7	4	0		

Tabla 1.6 Valoración del estado de diaclasas.

Parámetro	Valoración				
Persistencia	<1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20 m
	6	4	2	1	0
Apertura	Nada	<0.1 mm	0.1-1.0mm	1-5mm	>5 mm
	6	5	4	1	0
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave

	6	4	2	2	0
	Ninguno	Relleno duro		Relleno blando	
Relleno		<5 mm	>5 mm	<5 mm	>5 mm
	6	4	2	2	0
Alteración	Inalterado	Ligeramente alterado	Moderadam.Alterado	Muy alterado	Descompuesto
	6	5	3	1	0

Rock Quality Designation (RQD)

Un macizo rocoso con fracturación se puede definir por el espaciado, número y condiciones que presenta las discontinuidades. Mediante el índice RQD (Rock Quality Designation) puede ser expresado el grado de fracturación, que se encuentra en función de la relación entre la sumatoria de las longitudes de los fragmentos del testigo analizado que sean mayor a 10 cm y la distancia total del tramo estudiado. Además, podemos decir que determinando el índice del RQD a través de la caracterización de la roca, podemos describir la calidad de la roca como se muestra en la tabla 1.7 (Deere & Deere, 1988).

Tabla 1.7 Característica de la roca a partir del RQD. Fuente: Deere & Deere (1988).

RQD		
A	Muy mala	0-25
B	Mala	25-50
C	Media	50-75
D	Buena	75-90
E	Excelente	90-100

Método Q-Slope

El Q-Slope (Barton & Bar , 2015) es un método empírico que sirve para determinar las condiciones de estabilidad de un macizo rocoso.

Esta clasificación se denomina índice de calidad Q, se basa en seis parámetros de gran importancia, tales como: Índice de calidad de la roca (RQD), Índice de diaclasado (Jn), índice de rugosidad de las discontinuidades (Jr), alteración de las fisuras (Ja), factor de reducción por agua en las fisuras (Jw) y SFR. Para ello se utiliza las valoraciones para la descripción que corresponda.

Tabla 1.8 Característica de la roca a partir del RQD y Jn. Fuente: Barton y Bar (2017).

RQD		
A	Muy mala	0-25
B	Mala	25-50
C	Media	50-75
D	Buena	75-90
E	Excelente	90-100

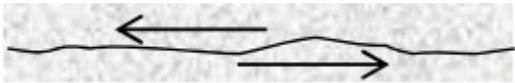
$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$$

Observaciones:
 1. RQD nunca inferior a 10
 2. Es suficiente apreciar el RQD en intervalos de 5 puntos

Jn (Índice de diaclasado)		
Descripción		Valor
A	Masiva, sin o con juntas ocasionales	0,5-1
B	Una familia	2
C	Una familia y ocasionales	3
D	Dos familias	4
E	Dos familias y ocasionales	6
F	Tres familias	9
G	Tres familias y ocasionales	12
H	Cuatro o más familias, ocasionales o roca muy fracturada	15
I	Roca triturada, suelo	20

Observaciones:
 1 Se debe contabilizar el número de juntas reales, observadas en el frente, no el nº de juntas observadas regionalmente.
 2 Sólo se contabilizan como familias los sistemas bien desarrollados. Se contabilizan como "ocasionales" si hay pocas discontinuidades visibles (espaciamiento > 5 m) o si no son persistentes.
 3 En intersecciones adoptar 3xJn.
 4 En boquillas adoptar 2xJn.

Tabla 1.9 Característica de la roca a partir del Ja. Fuente: Barton y Bar (2017).

Ja (Índice de alteración)		
Descripción		Valor
a) Labios de roca en contacto (pátina fina sin rellenos)		
		
A	Soldada, dura, no reblandecible o relleno impermeable	0.75
B	Labios inalterados, sólo superficie manchada	1

C	Labios algo alterados, sin alteraciones arcillosas o reblandecibles, partículas arenosas, etc.	2
D	Con intercalaciones limosas o arcillo-arenosas, con pequeña fracción arcillosa	3
E	Con alteraciones arcillosas reblandecibles o de baja fricción (caolinita, mica, clorita, talco, yeso, grafito o pequeñas cantidades de arcilla expansiva)	4
b) Labios de roca en contacto con pequeños desplazamientos		
		
F	Con partículas arenosas, roca descompuesta sin arcilla	4
G	Rellenos arcillosos no reblandecibles, muy sobreconsolidados (alteración continua pero de espesor inferior a 5 mm)	6
H	Rellenos arcillosos reblandecibles, sobreconsolidación media a baja (alteración continua pero de espesor inferior a 5 mm)	8
J	Rellenos de arcillas expansivas (alteración continua, pero de espesor inferior a 5 mm). El valor depende del porcentaje de arcilla expansiva y acceso del agua.	8-12
c) Labios de roca en contacto con grandes desplazamientos		
		
K	Zonas de roca desintegrada o triturada y arcilla.	6-8
L	Bandas de roca desintegrada o triturada y arcilla	8-12
N	Zonas o bandas limosas o areno-arcillosas, con pequeña fracción de arcilla (no reblandecible).	5
O	Zonas continuas y potentes de arcillas	10-13
P	Bandas de arcillas potentes	13-20

Tabla 1.10 Característica de la roca a partir del Jw. Fuente: Barton y Bar (2017).

Jw (Coeficiente reductor por presencia de agua)		
Descripción		Valor
A	Excavación seca o filtraciones pequeñas locales	1
B	Filtraciones medias o agua a presión, lavados ocasionales de rellenos	0,66

C	Grandes filtraciones o agua a gran presión en roca competente con juntas sin rellenos	0,5
D	Grandes filtraciones o agua a gran presión con lavado de rellenos	0,33
E	Filtración excepcionalmente alta inicialmente, decreciente con el tiempo	0,2-0,1
F	Filtración excepcionalmente alta constante en el tiempo	0,1-0,05
<p>Observaciones:</p> <p>1 Las clases C a F son estimaciones groseras. Incrementar J_w si se toman medidas de drenaje.</p> <p>2 No se han considerado los problemas derivados de la formación de hielo.</p>		

Tabla 1.11 Característica de la roca a partir del Jr. Fuente: Barton y Bar (2017).

Jr (Índice de rugosidad)			
Descripción			Valor
a) Labios de roca en contacto (pátina fina sin rellenos)			4
			
b) Labios de roca en contacto con pequeños desplazamientos			
			
A	Juntas discontinuas (terminan en roca)		4
	Rugosidad macroscópica	Rugosidad microscópica	
B	Ondulada	Rugosa o irregular	3
C	Ondulada	Lisa	2
D	Ondulada	Pulida	1.5
E	Plana	Rugosa o irregular	1.5
F	Plana	Lisa	1
G	Plana	Pulida	0.5
c) Labios de roca en contacto con grandes desplazamientos			
			
H	Juntas con rellenos gruesos		1
I	Rellenos gruesos de roca triturada, arenoso o de grava		1

<p>Observaciones:</p> <p>1 Jr y Ja se debe aplicar a la familia o discontinuidad menos favorable para la estabilidad, desde el punto de vista de la orientación y de la resistencia al corte (mayor relleno y menor Jr/Ja), en este orden de prevalencia.</p> <p>2 Añadir 1 si la familia más relevante tiene un espaciamiento superior a 3 m.</p> <p>3 Adoptar Jr=0,5 para Espejos de falla (junta plana, pulida con alineaciones).</p> <p>4 Juntas cerradas en el frente pero que originan desprendimientos de sólidos en hastiales, se consideran abiertas.</p>
--

Tabla 1.12 Característica de la roca a partir del SRF. Fuente: Barton y Bar (2017).

SRF (Stress Reductor Factor)			
Descripción			Valor
a) Zonas débiles que intersectan la excavación y causan desprendimientos			
A	Multitud de zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, extensa zona de descompresión alrededor del túnel (a cualquier profundidad)		10
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (montera 50 m).		5
C	Idem (montera > 50 m).		2.5
D	Multitud de zonas cizalladas en roca competente (sin arcilla), zona circundante decomprimida (a cualquier profundidad).		7.5
E	Zonas cizalladas aisladas en roca competente (sin arcilla) (montera 50 m).		5
F	Idem (montera > 50 m).		2.5
G	Desprendimientos, juntas abiertas, gran fracturación o 'cubitos de azúcar', etc. (a cualquier profundidad).		5
b) Roca competente cuya estabilidad depende del campo tensional			
		σ_c/σ_1	
H	Tensiones bajas, cerca de superficie, juntas abiertas.	>200	2.5
J	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables.	200-10	1.5
K	Tensiones altas, estructura muy cerrada. Normalmente favorece la estabilidad, pero	10-5	0,5-2

	pueden aparecer problemas en hastiales.		
L	Desprendimientos moderados pasada una hora en roca competente.	5-3	may-50
M	Desprendimientos y estallidos de roca pasados unos minutos en roca masiva.	3-2	50-200
N	Estallido de roca severo y deformaciones dinámicas inmediatas en roca masiva.	<2	200-400
c) Roca incompetente con fluencia plástica con altas tensiones			
O	Squeezing moderado		5-10
P	Squeezing alto		10-20
d) Roca expansiva cuya actividad química depende de la presencia de agua			
O	Presión de hinchamiento moderado		5-10
P	Presión de hinchamiento alto		10-15
<p style="text-align: center;">Observaciones:</p> <p>1 En la clase A, reducir los valores de SRF en un 25-50%, si las zonas cizalla influyen pero no intersectan a la excavación.</p> <p>2 Si el estado tensional inicial (si está medido) es muy anisótropo ($51/310$), reducir c a $0,75c$. Si $1/3 > 10$, reducir c a $0,5c$.</p> <p>3 Hay pocos datos donde la cobertera sea inferior al ancho del túnel. En estos casos, se sugiere incrementar SRF de 2,5 a 5 (clase H).</p>			

A partir del cálculo del Q-Slope se determina la estabilidad del talud mediante la figura 1.13 de Barton y Bar, 2017.

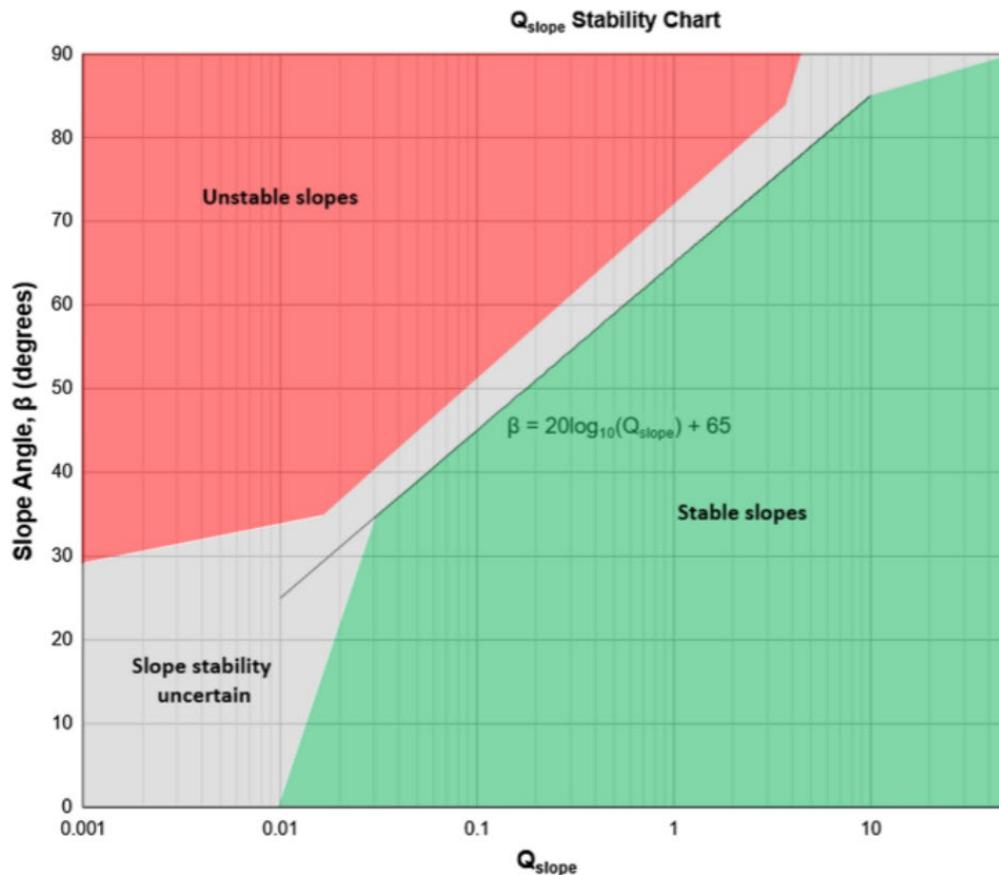


Figura 1.13 Criterios de estabilidad en función de Q slope. Fuente: Barton y Bar (2017).

1.6.11 Métodos de cálculos de estabilidad de taludes en suelos

Dentro de las metodologías disponibles se encuentran los métodos de equilibrio límites y los métodos numéricos. En el caso de los sistemas de falla complejos, es convenientes utilizar metodología de modelación que tenga en cuenta los factores que producen el movimiento (Suarez Diaz, 2009).

1.6.11.1 Teoría de Equilibrio Límite

Un análisis de equilibrio límite permite obtener un factor de seguridad o a través de un análisis regresivo, obtener los valores de la resistencia al cortante en el momento de la falla (Suarez Diaz, 2009). Los métodos de equilibrio límite consisten en dividir la masa de terreno potencialmente inestable en rebanadas verticales, calcular el equilibrio de cada una de ellas y analizar el equilibrio global, para obtener un factor de seguridad que se define como la relación entre fuerzas/momentos resistentes y fuerzas/momentos

desequilibrantes. Una vez calculado el valor de FS para una determinada curva de rotura potencial, se repite el proceso para otra distinta, y así sucesivamente hasta obtener un valor mínimo de FS (Valiente Sanz, Salvador Sobrecases, & Díaz Orrego, 2015).

El factor de seguridad se ejecuta mediante el criterio de falla total. En lugar de registrar el patrón de desplazamiento en uno o varios puntos, se monitorea el comportamiento numérico global de la solución, y además reconoce la falla del talud cuando la solución de todo el sistema no logre establecer su convergencia (Xiangyue Li, 2011).

Estos modelos consideran factores como geometría, geología, presencia de grietas de tensión, cargas por sismos, presencia de agua, parámetros de resistencia, pesos unitarios, etc.

La teoría de equilibrio límite presenta varias limitaciones como por ejemplo que no considera las deformaciones ni distribución de presiones, asume que los esfuerzos distribuidos son uniformes y por lo general suponen que los materiales son isotrópicos (Suarez Diaz, 2009).

Método ordinario o Fellenius

La masa de suelo que se encuentra dentro de esta superficie de rotura es dividida en varias dovelas. El talud considerado debe ser una sección transversal representativa del talud real, el que será estudiado por cada metro lineal (Sanhueza Plaza & Rodriguez Cifuentes, 2013).

Los métodos precursores del equilibrio límite consideran la masa potencial de falla como un cuerpo libre y aplican las ecuaciones de equilibrio global. Esta teoría de cuerpo libre ha sido implementada en algunos métodos, como el Método Ordinario Fellenius (Bojorque, 2011).

Fellenius (1927) asume que las fuerzas entre rebanadas no actúan de forma significativa en el análisis de la estabilidad, debido a que son de pequeñas proporciones o generalmente se anulan entre ellas; a pesar que esto no es cierto en su totalidad cuando existen cargas no uniformes sobre la superficie del terreno. Este método es aplicable únicamente para el caso de roturas circulares.

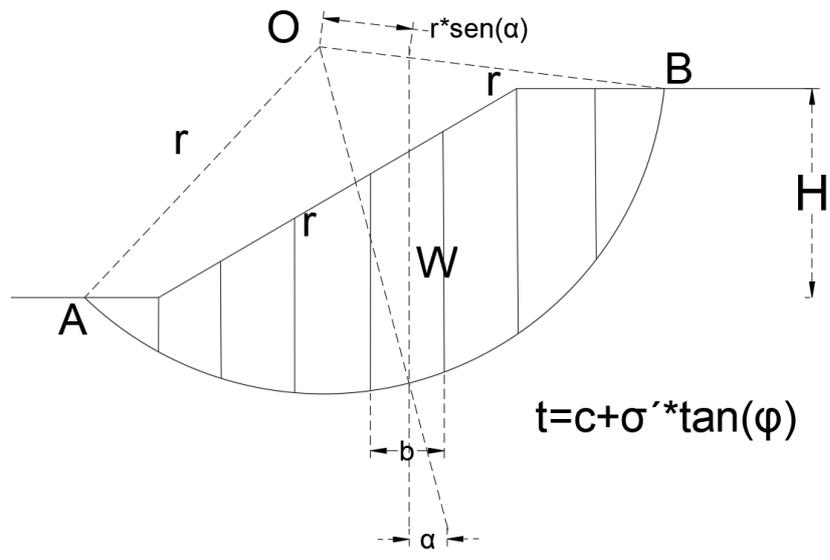


Figura 1.14 Detalle del Análisis de estabilidad de taludes mediante el método de Fellenius. Fuente: Sanhueza Plaza & Rodríguez Cifuentes (2013).

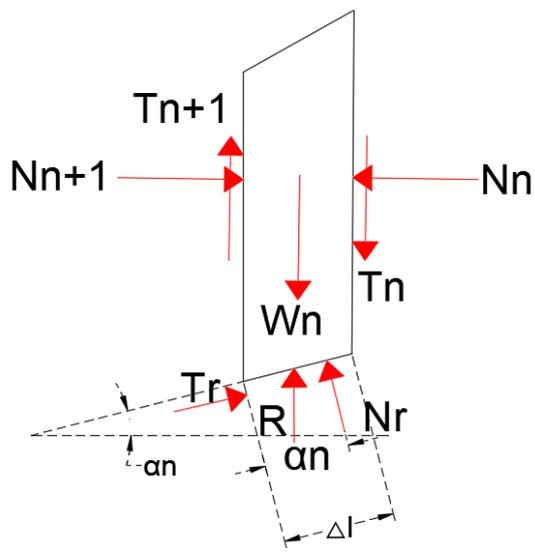


Figura 1.15 Esquema de las fuerzas que actúan en la dovela, de acuerdo al método de Fellenius. Fuente: Sanhueza Plaza & Rodríguez Cifuentes (2013).

Las fuerzas actuantes en la ladera, se muestran en la figura 1.15. Donde:

W_n : Resultante peso dovela

R : Fuerza que actúa como reacción al peso de la dovela

N_n y $N_{(n+1)}$: Fuerzas normales que actúan en cada lado de la dovela

Tn y T(n+1): Fuerzas tangenciales que actúan en cada lado de la dovela

Nr: Componente normal de la reacción R

Tr: Componente tangencial de la reacción R

Las fuerzas Nn, N(n+1), Tn y T(n+1) son complejas de determinar, por lo que es posible tomar ciertas consideraciones:

Las fuerzas resultantes de Nn y Tn son iguales en magnitud a las resultantes de N (n+1) y T(n+1). Finalmente se obtiene la fórmula para determinar el factor de seguridad.

Tomando en consideración el equilibrio límite:

$$N_r = W_n * \cos(\alpha_n) \quad (1.21)$$

Sin embargo, se toma en cuenta la resistencia al corte que ofrece el suelo:

$$T_r = \tau * (\Delta l) = \frac{\tau * (\Delta l)}{FS} = \frac{1}{FS} * [c + \sigma' * \tan(\phi)] * \Delta l \quad (1.22)$$

En la ecuación anterior el esfuerzo normal es igual:

$$\frac{N_r}{\Delta l} = \frac{W_n * \sin(\alpha_n)}{\Delta l} \quad (1.23)$$

Una de las principales características del método Fellenius es satisfacer el equilibrio de momentos, tomando en cuenta esta consideración se obtiene el momento de las fuerzas movilizadas es igual al momento de fuerzas resistentes.

Donde:

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n * \sin(\alpha_n) = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{FS} * \left[c + \frac{W_n * \cos(\alpha_n)}{\Delta l} * \tan(\phi) \right] * \Delta l * r \quad (1.24)$$

Entonces:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c * \Delta l + W_n * \cos(\alpha_n) * \tan(\phi)]}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n * \sin(\alpha_n)} \quad (1.25)$$

FS= Factor de seguridad.

c= Cohesión.

Δl= Longitud de la dovela.

W= Peso total de cada dovela.

Método de Bishop

Para analizar la estabilidad de un talud con superficie de falla tipo circular por medio del método propuesto por Bishop (1955), toma en cuenta el efecto de las fuerzas entre las

dovelas. Como se trata de un método de dovelas, es necesario dividir en η rebanadas verticales la masa de suelo deslizante, de tal manera que se pueda analizar las fuerzas y momentos que actúan en cada faja, permitiendo calcular el Factor de Seguridad.

El método de Bishop, considera las siguientes hipótesis y desarrollo (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002):

- Se asume que la superficie de rotura es circular.
- La masa deslizante se divide en n fajas verticales.
- Se establece el equilibrio de momentos en cada rebanada con relación al centro del círculo.
- Este método asume que las fuerzas de contacto entre las rebanadas no influyen, porque se encuentran equilibradas.

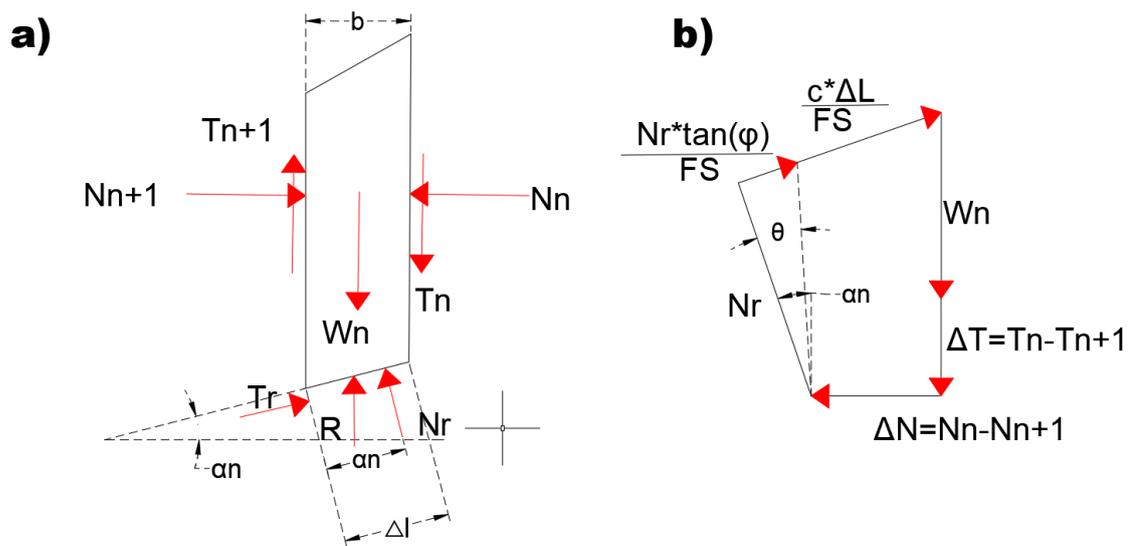


Figura 1.16 Análisis de estabilidad de taludes por el método Bishop. a) Esquema de las fuerzas que actúan en la dovela. b) Diagrama de fuerzas en equilibrio de la Nma dovela.

Fuente: Sanhuesa & Rodriguez (2013)

De la figura 1.16, se obtiene las siguientes ecuaciones:

$$T_r = N_r \cdot \tan(\phi) + c + \Delta l = N_r \cdot \left[\frac{\tan \phi}{FS} \right] + \frac{c \cdot \Delta l}{FS} \quad (1.26)$$

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \left[\frac{c * \Delta l}{FS} \right] * \sin(\alpha_n)}{\cos(\alpha_n) + \frac{\tan(\phi) * \sin(\alpha_n)}{FS}} \quad (1.27)$$

Es posible determinar las ecuaciones de equilibrio de momentos y fuerzas, a partir de los diagramas de cuerpo libre para cada dovela, permitiendo obtener la expresión para calcular el FS:

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n * r * \sin(\alpha_n) = \sum_{n=1}^{n=p} T_r * r \quad (1.28)$$

Donde:

$$T_r = \frac{1}{FS} * [c + \sigma' * \tan(\phi)] * \Delta l = \frac{1}{FS} * [c * \Delta l + N_r * \tan(\phi)] \quad (1.29)$$

Se puede estimar el valor de fuerzas N, una vez que se analice el equilibrio de fuerzas verticales para cada dovela, permitiendo reemplazar y hallar la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c * b + W_n * \tan(\phi) + \Delta T * \tan(\phi)] * \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} [W_n * \sin(\alpha_n)]} \quad (1.30)$$

Donde:

$$m_{\alpha(n)} = \cos(\alpha_n) + \frac{\tan(\phi) * \sin(\alpha_n)}{FS} \quad (1.31)$$

Simplificando se tiene:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c * b + W_n * \tan(\phi)] * \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} [W_n * \sin(\alpha_n)]} \quad (1.32)$$

FS= Factor de seguridad.

c= Cohesión.

b= Ancho de la dovela.

Wn= Peso total de cada dovela.

Método de Janbú

El método Janbú permite analizar las distintas condiciones geotécnicas y factores como sobrecargas impuestas en la corona del talud, adicionando niveles freáticos, y grietas de tensión. Presenta dos tipos de procedimiento, uno para el caso de suelos cohesivos y otro cuando se trata de suelos friccionantes (Suarez Diaz, 2009). Janbú, asume que el punto en el cual las fuerzas internas entre dovelas actúan puede ser definido por una "línea de empuje" (Pesantez Sarmiento, 2010).

La principal consideración de este método es que las fuerzas entre dovelas son solo horizontales, no tomando en cuenta las fuerzas cortantes. A diferencia de los métodos anteriores, en este caso la superficie de falla no debe ser obligatoriamente circular. Esto se refleja en la aplicación de un factor de corrección f_0 , el que depende netamente del nivel de curvatura que presente la superficie de rotura (Sanhueza Plaza & Rodriguez Cifuentes, 2013). En la figura 1.18 se muestra el diagrama del factor f_0 propuesta por Suarez (2011).

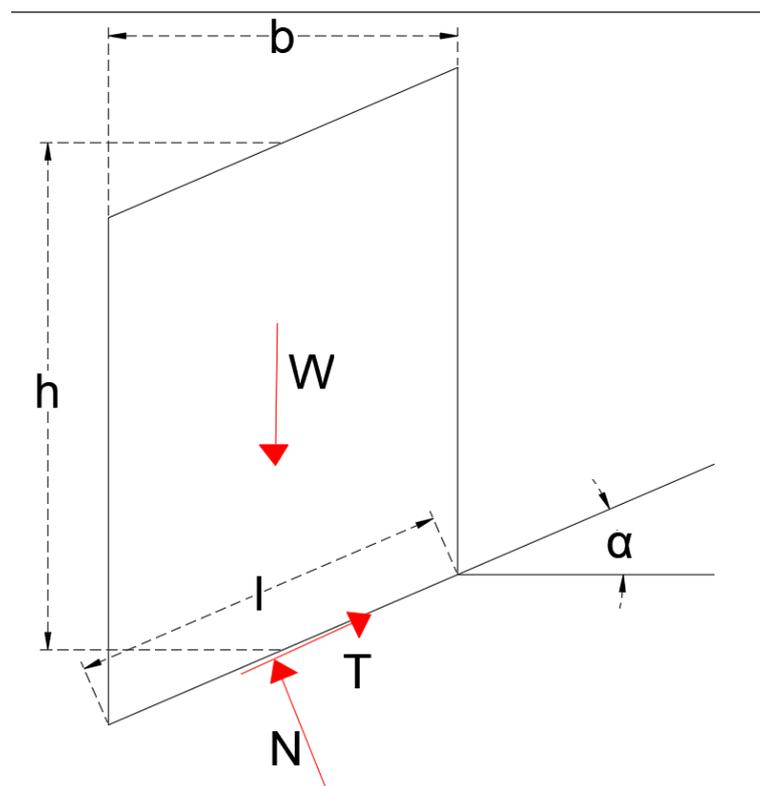


Figura 1.17 Método Janbú (simplificado), fuerzas aplicadas a una rebanada de suelo.

Fuente: Ferrás José (2012).

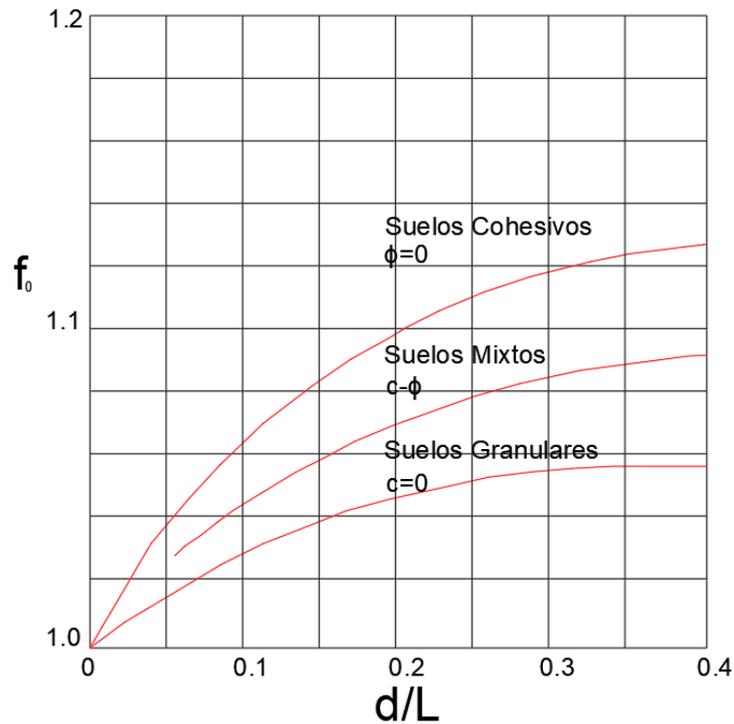


Figura 1.18 Diagrama del factor f_0 utilizado en el método de Janbú. Fuente: Suárez (2011).

$$FS = \frac{f_0 * \sum \left\{ [c * b + W * \tan(\phi)] * \frac{1}{\cos(\alpha) * m * \alpha} \right\}}{\sum W * \tan(\alpha)} \quad (1.33)$$

FS= Factor de seguridad.

f_0 = Factor de corrección.

c = Cohesión.

b = Ancho de la dovela.

W = Peso total de cada dovela.

Método de Spencer

Se puede indicar que el método de Spencer puede satisfacer completamente al equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos. La metodología de Spencer (1967) se encuentra basada en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, que tienen el mismo ángulo de inclinación (figura 1.19). Las fuerzas entre partículas tienen la inclinación específica que se puede calcular en la

solución de la ecuación de equilibrio. Spencer muestra dos ecuaciones: equilibrio de momentos y equilibrio de fuerzas, para determinar los ángulos de inclinación entre dovelas y el factor de seguridad. Además, este método es considerado el más completo, sencillo para determinar el factor de seguridad, altamente preciso y es sumamente aplicable para los diferentes tipos de suelo y geometría de talud (Suarez Díaz, 2009).

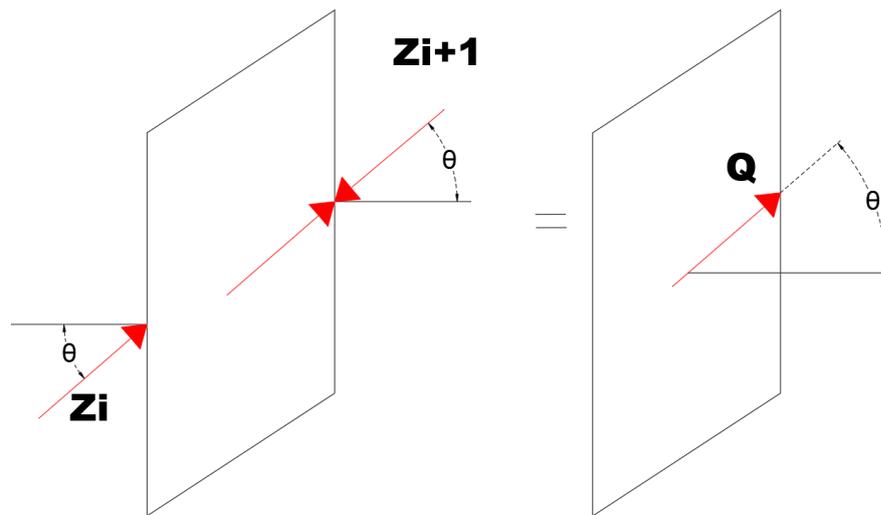


Figura 1.19 Paralelismo de las fuerzas entre dovelas en el método de Spencer. Fuente: Suarez Díaz (2009).

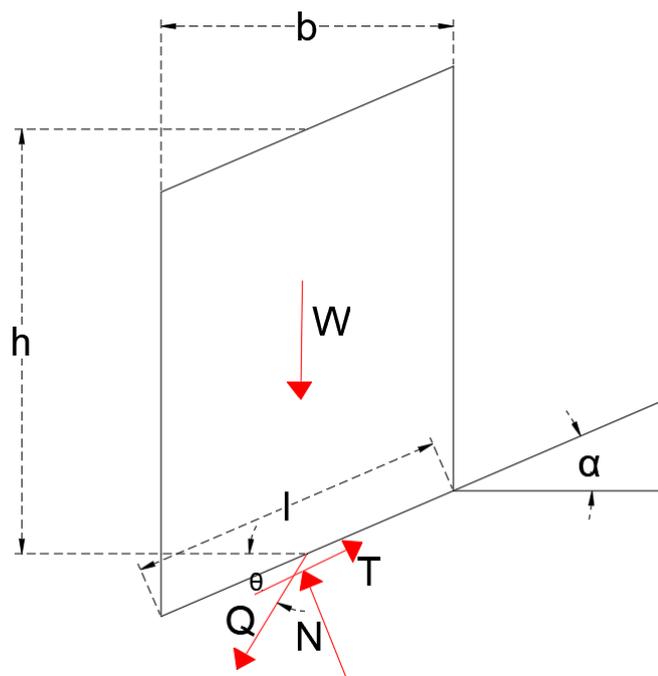


Figura 1.20 Método de Spencer fuerzas aplicadas. Ferrás José (2012).

$$Q = \frac{\frac{c' * l}{FS} + \frac{(W \cos \alpha - u * l) \tan \phi'}{FS} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) * \left[1 + \frac{\tan \phi' * \tan(\alpha - \theta)}{FS} \right]} \quad (1.34)$$

Donde:

Q= resultante de la manipulación de ecuaciones de equilibrio

FS= Factor de seguridad.

Wn= Peso total de cada dovela.

u= Coeficiente de presión de poros.

l= Longitud de la dovela.

Método de Morgenstern-Price

El método de Morgenstern y Price (1965) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de corte y las fuerzas normales entre los segmentos. Esta función puede considerarse constante, como en el caso del método de Spencer, o puede considerarse como otro tipo de función. La capacidad de asumir una determinada función para calcular las fuerzas entre las dovelas lo convierte en un método más riguroso que el de Spencer. Sin embargo, esta suposición de diferentes funciones tiene poco efecto en el cálculo del factor de seguridad cuando se alcanza el equilibrio estático, y apenas existen pequeñas diferencias entre los resultados del Morgenstern y Price y el de método de Spencer (Suarez Diaz, 2009).

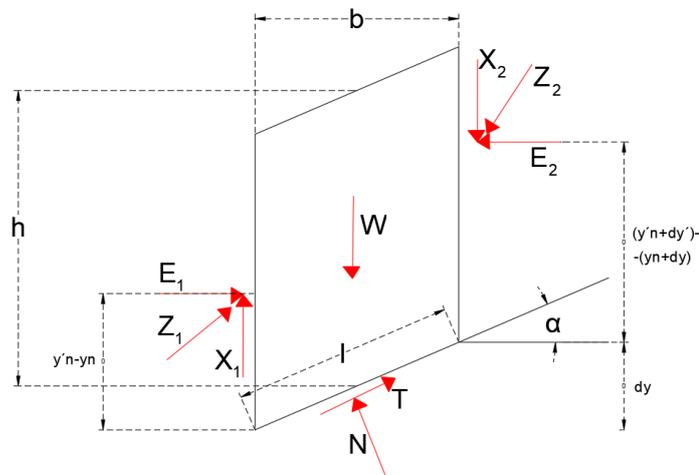


Figura 1.21 Método de Morgenstern-Price - Fuerzas aplicadas a una rebanada de suelo Ferrás José (2012).

1.6.12 Análisis seudostático de Taludes

La estabilidad sísmica de estructuras como laderas han sido analizadas mediante el análisis seudostático desde los años 1920, en la cual los efectos de un terremoto son representados por aceleraciones horizontales (Ramirez, Barrera, & Gómez, 2011).

El análisis seudostático, consiste en aplicar una fuerza horizontal en todos los elementos sujeto a análisis en el talud, denominado coeficiente k , el mismo que es multiplicado por el peso de cada elemento. El punto donde debe ir localizada la fuerza es de gran importancia en el análisis. Para ello, Terzaghi (1950) recomendó que esta fuerza debe ir aplicada en el centro de gravedad de cada dovela (Duncan & Wright, 2005).

Este método se basa generalmente en el mismo procedimiento que utiliza cualquier método de equilibrio límite, la única variación es que se le adiciona fuerzas seudostáticas tanto horizontales como verticales producto del evento sísmico. Dichas fuerzas sísmicas deben ser proporcionales al peso de la masa de deslizamiento potencial y adicionalmente a los coeficientes sísmicos K_h y K_v , se encuentran valorizadas en el número de veces la aceleración de gravedad originada por el sismo. Podemos indicar que generalmente en los análisis toman de preferencia fuerza sísmica horizontal y suponen que la fuerza sísmica vertical es cero, sin embargo, en el área epicentral que produzcan deslizamiento el K_v no sería significativo (Suarez Diaz, 2009).

El coeficiente sísmico varía dependiendo de la aceleración o intensidad del sismo, frecuencia y duración del movimiento. Usualmente en un análisis conservador se asume que el coeficiente sísmico horizontal es igual a la aceleración máxima de un movimiento sísmico.

El Manual Chileno de Carreteras (2002) establece que el K_h está determinado por:

$$K_h = 0.5 A' \quad (1.35)$$

Dónde: A' representa el coeficiente máximo efectivo de aceleración, el cual depende de la zona sísmica del país. Este método se aplica cuando no hay un estudio de peligro sísmico disponible para estimar el valor de aceleración máxima (Martínez, Barrera, & Gómez, 2011).

Sismicidad

Para la costa ecuatoriana, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, recomienda que el PGA debe ser mayor a 0,5 g en roca, y gran parte de proyectistas estructurales trabajan con 0,5g. En este contexto los valores registrados de aceleración amplificada en suelo, en la estación de Chone (ACHN) es de 0,367g, en Manta (AMNT) de 0,504g, y en Portoviejo de 0,42g. Pero en la Normativa NEC (2015) o en el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000, el valor de PGA para la Costa es de 0,5g (Aguiar Falconi, 2017).

Determinación de la zonificación sísmica y factor “z”

La Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC), ha zonificado el país de acuerdo a la vulnerabilidad, para ello ha determinado un factor de zonificación sísmica Z , bajo este concepto el Ecuador se encuentra dividido en seis zonas con sus respectivos factores Z como se ilustra en el mapa 1.6.

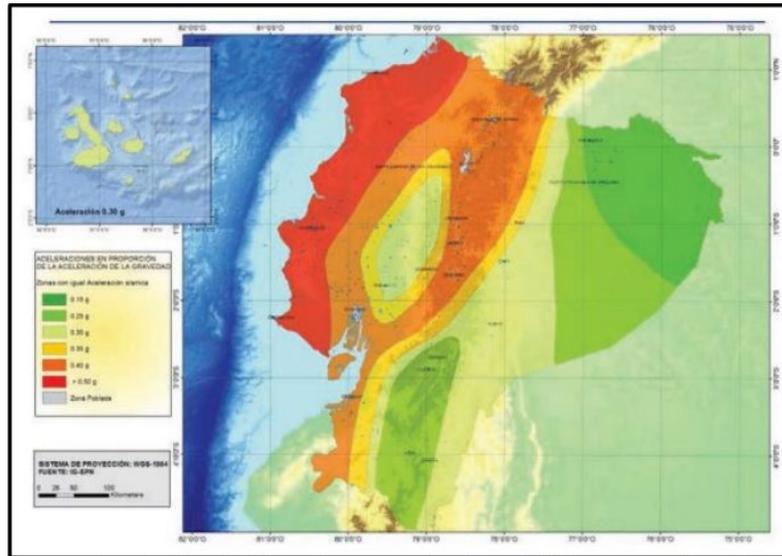


Ilustración 12: Mapa de zonas sísmicas del Ecuador y valor "z"

(NEC-SE-DS, 2015)

Mapa 1.6 Mapa de peligro sísmico del Ecuador. Fuente: NEC (2015).

Las estaciones analizadas se encuentran entre los cantones Chone y El Carmen, por lo tanto, el factor z utilizado para el análisis es 0,50 g en roca, dato que permite adicionalmente caracterizar el peligro sísmico de la zona considera como muy alta, según la tabla 1.13 de la NEC (2015).

Tabla 1.13 Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

1.6.13 Técnicas de remediación

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes o laderas, es poder plantear técnicas que permitan el control, remediación y estabilización para reducir los niveles de amenaza y riesgo. Fournier (1985) define el termino amenaza como la probabilidad de que se presente un evento sea este natural o provocado, mientras que el riesgo lo describe como la probabilidad de que se presente ciertas consecuencias, las mismas que se encuentran relacionadas con la vulnerabilidad que mantienen los elementos que

son afectados por el fenómeno. Con este fin se han desarrollado una serie de técnicas (figura 1.22), donde el mayor beneficio es la reducción de amenazas y riesgos mediante medidas de prevención (Suarez J. , Deslizamientos, Tecnicas de Remediacion, 2009).

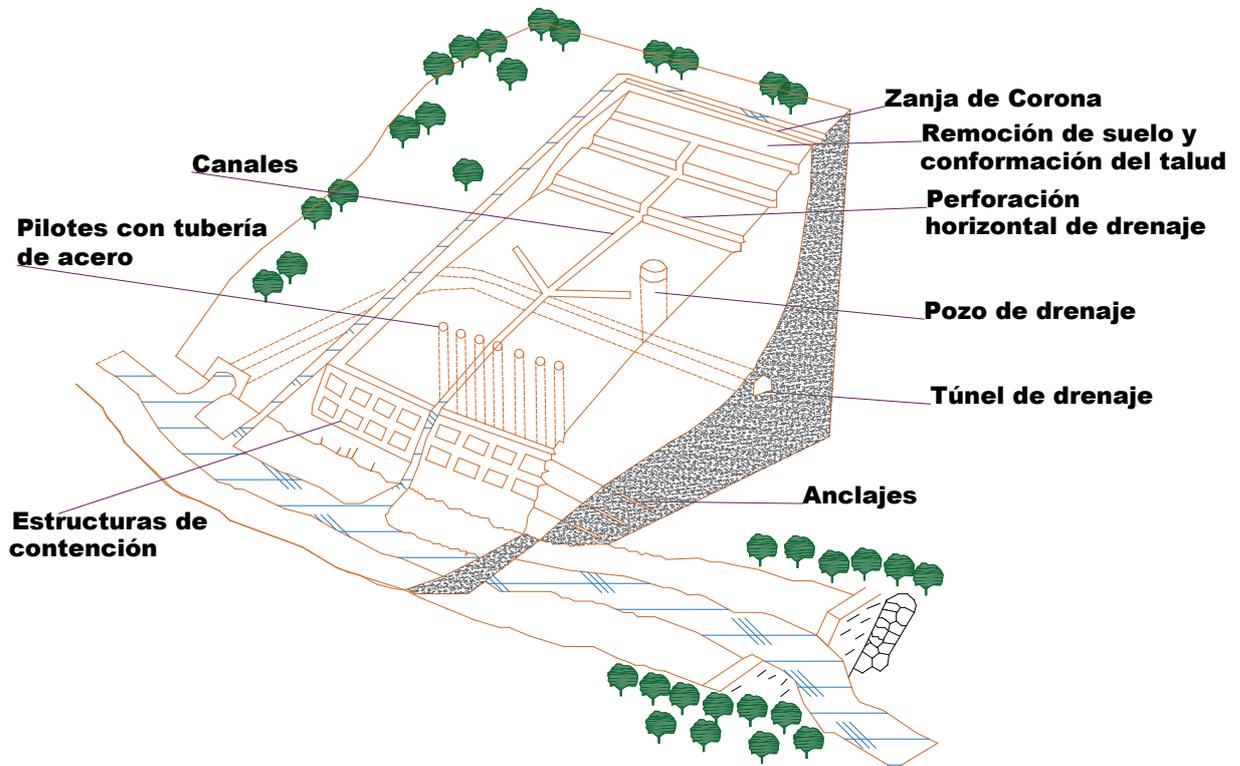


Figura 1.22 Técnicas de remediación de amenaza y riesgo a los deslizamientos. Fuente: Suarez (2009).

Sin embargo, no es posible la reducción definitiva de los problemas de los deslizamientos a través de métodos preventivos, lo que se busca es establecer medidas de control o de remediación que en lo posible mitigue riesgos y sobre todo evite pérdidas humanas.

La determinación de la técnica adecuada para estabilizar una ladera, representa un trabajo de complejidad, tomando en cuenta que además de la selección se requiere de metodología de diseño y proceso constructivo factible según la ubicación del proyecto. Cada alternativa está fundamentada en una base teórica con sus respectivos procedimientos constructivos.

Estos métodos generalmente están direccionados a la reducción de las fuerzas actuantes, y a la vez que permita el incremento de las fuerzas resistentes o a su vez una combinación de ambos (Suarez J. , 2009).

Las fuerzas actuantes se pueden disminuir mediante varios mecanismos, entre ellos se tiene: Excavación del material de un sector apropiado del talud, construyendo sistemas de drenaje para reducir las presiones hidrostáticas, entre otras, mientras que las fuerzas resistentes pueden incrementarse con las siguientes técnicas: Drenaje para incrementar la resistencia de los materiales, eliminación de estratos débiles o zonas potenciales de falla, estructuras de contención, refuerzo del suelo, tratamiento químico (Suarez J. , 2009).

Existe una serie de métodos a utilizarse, dependiendo del requerimiento que se tenga. Suarez (2019) presenta varias tablas, donde se presenta las ventajas y desventajas de cada uno.

Tabla 1.14 Métodos de conformación topografía del talud. Fuente: Suarez (2009).

Métodos	Ventaja	Desventaja
Remoción de materiales de la cabeza del talud	Muy efectivo en la estabilización de los desplazamientos rotacionales	En movimientos muy grandes, las masas se van a remover tendrían una gran magnitud.
Abatamiento de la pendiente	Efectivo, especialmente en los suelos friccionantes.	No es viable económicamente, en los taludes de gran altura
Terraceo de la superficie	Además de darle estabilidad al desplazamiento, permite construir obras para controlar la erosión.	Cada terraza debe ser estable independientemente
Colocación de bermas o contrapesos	Contrarrestar el momento de las fuerzas actuantes y además, actúan como estructura de contención.	Se requiere una cimentación con suficiente capacidad de soporte

Tabla 1.15 Metodos de estructuras de contención. Suarez (2009).

Método	Ventaja	Desventaja
Muros de bloques de roca	Efectivos en los desplazamientos no muy grandes, especialmente en los rotacionales que actúan como contrapeso. Son flexibles y permeables.	Se requiere una cimentación competente para colocar el relleno de enrocado. Se necesitan grandes volúmenes de roca.
Muro en Gaviones	Son flexibles y se acomodan a los movimientos. Son permeables.	Actúan por gravedad y comúnmente se requiere que tengan un gran volumen.
Muros MSE (Tierra con refuerzo)	Utilizan el suelo del sitio. El refuerzo ayuda a la estabilidad interna.	Son muy vulnerables a los movimientos. Requieren de un sistema de drenaje.
Muros de concreto	Poseen buena resistencia interna. Útiles para estabilizar movimientos relativamente pequeños. Son rígidos.	Se necesita una buena calidad de cimentación. Son poco efectivos en los taludes de gran altura.
Pilas, Pilotes o Tablestacas	No requieren gran espacio. Se pueden cimentar a gran profundidad. Son efectivos en movimientos poco profundo. Su construcción es rápida.	No son efectivos en los deslizamientos profundos o cuando aparece la roca o el suelo muy duro debajo de la superficie de falla. Poco efectivos en los deslizamientos rotacionales.
Anclajes o pernos	Efectivos en la roca, especialmente cuando es estratificada.	Se requiere equipos especiales y que son costosos, por lo general.
Pantallas ancladas o claveteadas.	Útiles como estructuras de contención de masas, de tamaño pequeño a mediano. Son muy efectivas cuando hay roca para el anclaje.	Existen algunas incertidumbres sobre su efectividad cuando hay aguas subterráneas. Generalmente son costosas.

Tabla 1.16 Metodos de drenaje y subdrenaje. Suarez (2009).

Método	Ventaja	Desventaja
Canales superficiales para el control de escorrentía	Se recomienda construirlos como obras complementarias 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 la disipación de energía.

Subdrenes de zanja	Muy efectivos para estabilizar deslizamientos poco profundos, en suelos saturados subsuperficialmente	Poco efectivos para estabilizar los deslizamientos profundos o los deslizamientos con nivel freático profundo.
Subdrenes horizontales de penetración	Muy efectivos para interceptar y controlar las aguas subterráneas relativamente profundas.	Se requieren equipos especiales y su costo puede ser alto.
Galerías o túneles de subdrenaje	Efectivos para estabilizar los deslizamientos profundos en las formaciones con permeabilidad significativa y aguas subterráneas.	Muy costosos y complejos de construir.
Pozos profundos de subdrenaje	Útiles en los deslizamientos profundos con aguas subterráneas. Efectivos para las excavaciones no permanentes.	Su uso es limitado debido a la necesidad de operación y mantenimiento permanente

Tabla 1.17 Metodos de mejora de suelo. Suarez (2009).

Método	Ventaja	Desventaja
Inyecciones de cemento, cal o químicos	Endurecen el suelo y pueden cementar la superficie de falla.	La disminución de permeabilidad puede ser un efecto negativo.
Magmaficación	Convierten el suelo en roca al utilizar rayos especiales desarrollados por la industria espacial.	Se utiliza en la actualidad solamente para uso experimental.
Congelación	Endurece el suelo al congelarlo.	Efectos no permanentes.
Electro-Osmosis	Reduce el contenido de agua.	Utilización para estabilización no permanentes.

Explosivos	Fragmentan la superficie de falla	Su uso es limitado y puede tener efectos negativos.
Compactación profunda o columna de piedras	Se puede mejorar el suelo en la zona de la superficie de falla. Los equipos alcanzan grandes profundidades.	Los equipos de compactación profunda son costosos. En el proceso se pueden generar presiones de poros.

Se utilizan protección de taludes con estructuras para proteger los taludes cuando es incierta la estabilización con vegetación a largo plazo, o cuando los taludes presentan caídas de roca, así como también expansión por congelamiento. Los trabajos de anclaje en el talud previenen el colapso y la separación de la roca basal, ajustando directamente la roca inestable (Onouchi, 1984).

1.6.13.1 Estabilización de Taludes con anclaje

Ramírez (2004), define a los anclajes como elementos con la capacidad de oponerse al deslizamiento y brindar una tensión normal a la superficie de rotura potencial, logrando que incremente su resistencia al deslizamiento. Los anclajes están constituidos por armaduras metálicas, alojadas en taladros perforados, cementadas a través de inyecciones que contienen lechada de cemento o mortero (Alva Hurtado & Macazana Erique, 2010).

De manera general, los anclajes se clasifican en dos grupos: el anclaje activo se caracteriza porque introduce un efecto de compresión en el interior del terreno donde se está colocando, producido por pretensado en el momento de su colocación, y por lo general casi siempre en carga, estos anclajes son comúnmente utilizados para estabilizar taludes (Ramirez Oyanguren & Alejano Monge, 2004). El anclaje pasivo no se tensiona después de haber sido colocado, ocasionando que el material circundante que presenta inestabilidad pueda moverse hasta producir la tensión esperada (Cañas Vesga, 2013).

La Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras (2001) menciona que los anclajes están constituidos por tres partes importantes, ilustradas en la figura 1.23.

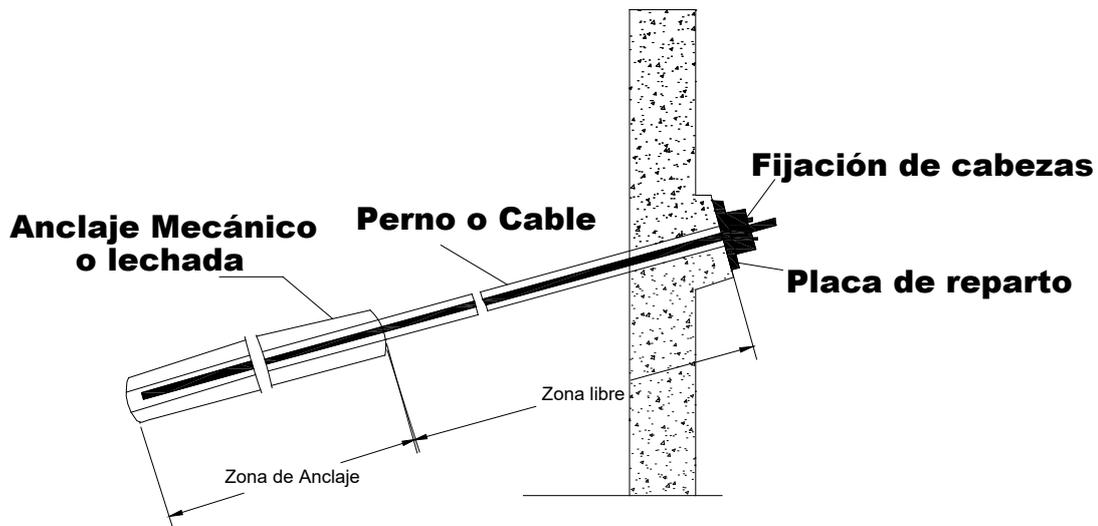


Figura 1.23 Elementos de un anclaje. Fuente: Ministerio de Fomento de España (2001).

La zona de anclaje, identificada también como la longitud de empotramiento, es el segmento del anclaje que permite que se fije a la pared de la perforación (Ramirez Oyanguren & Alejano Monge, 2004). En esta longitud se inyecta un material que fragua y endurece con el fin de llegar a alcanzar el confinamiento deseado, en el caso de tratarse de macizos rocosos con presencia de poros o altamente fracturados se re-inyecta posteriormente de que se endurezca la primera capa, con el objeto de garantizar que se cumpla con el confinamiento necesario en la zona de empotramiento. Generalmente este material puede ser lechada, constituida por cemento y agua, o resinas poliméricas que adicionalmente brinda endurecimiento debido a una reacción química (Cañas Vesga, 2013).

La longitud libre es el tramo que comprende donde termina la zona de anclaje y comienza la cabeza, esta longitud no transfiere el tensionamiento a la roca, lo que quiere decir que la longitud del elemento metálico se puede deformar libremente, para este efecto es necesario usar un recubrimiento liso, generalmente un tubo de pvc que no permita el contacto entre el elemento metálico y el material de relleno (Cañas Vesga, 2013).

La cabeza consta de una placa de reparto, (generalmente esta placa es cuadrada de material de acero) y un sistema de fijación que suele ser una tuerca roscada para los bulones o un sistema cuña- contracuña para los cables (Ramirez Oyanguren & Alejano Monge, 2004) .

1.6.13.1.1 Diseño de Anclajes

Para llevar a efecto el diseño de anclajes Polillo Rubio (2003) proporciona lagunas recomendaciones, donde indica los parámetros que se deben de definir para realizar un diseño de anclajes, como:

- Carga nominal.
- Longitud de anclaje.
- Longitud libre.
- Diámetro de perforación.

Carga nominal del anclaje (T)

Se determina la carga requerida para estabilizar la cuña o el bloque del talud en estudio, para ellos Portillo (2003), propone una ecuación para el cálculo de factor de seguridad considerando una grieta de tracción, la misma que se encuentra en función de una carga T aplicada por unidad de longitud y el efecto de un factor sísmico.

$$FS = \frac{[W * (\cos \beta - \alpha * \text{sen} \beta) - U - V * \text{sen} \beta + T * \text{sen} \varepsilon] * \text{tg} \phi + C * A}{W * (\text{sen} \beta + \alpha * \cos \beta) + V * \cos \beta - T * \cos \varepsilon} \quad (1.36)$$

De donde se puede despejar la carga nominal requerida para estabilizar el talud, asumiendo un factor de seguridad que genere estabilidad.

Donde:

B= Buzamiento del plano de deslizamiento

Φ = Angulo de fricción del plano de deslizamiento

C= Cohesión del plano de deslizamiento

A= Longitud del plano de deslizamiento

α = Coeficiente de aceleración sísmica

V= Resultante de la presión intersticial en la grieta de tracción

$$V = \frac{1}{2} * Z_w^2 \quad (1.37)$$

U= Resultante de la presión intersticial en el plano de deslizamiento

$$U = \frac{1}{2} (Z_{w+} H_w) * A \quad (1.38)$$

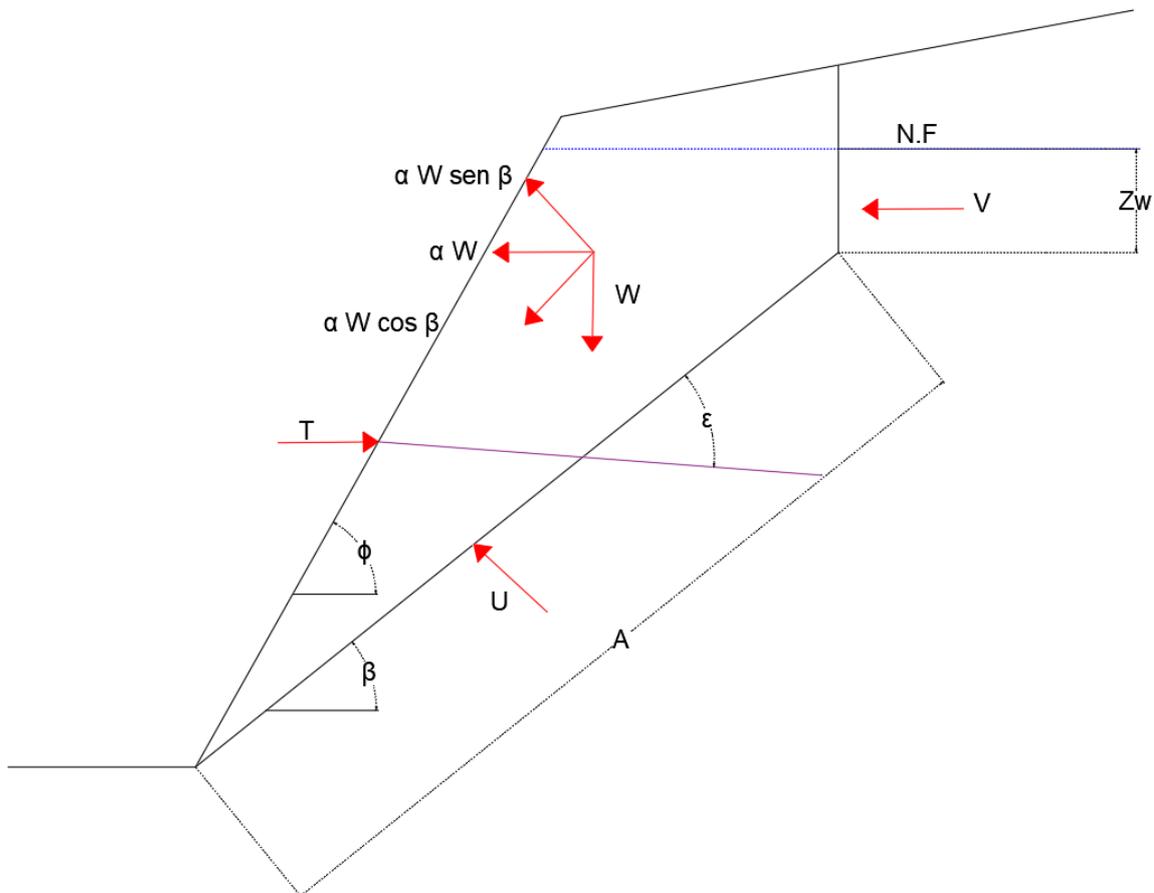


Figura 1.24 Estabilización con un anclaje de carga nominal T. Fuente: Portillo Rubio (2003).

Sin embargo, se puede obtener una fuerza de anclaje mínima T_2 de un macizo rocoso con falla tipo cuña que permita obtener un factor de seguridad estable, Portillo (2003) propone la siguiente ecuación:

$$T_2 = W * \text{sen}\beta \quad (1.39)$$

Para calcular la fuerza de empotramiento, separación, longitud de empotramiento y longitud total del anclaje Portillo Rubio (2013) plantea las siguientes ecuaciones:

Fuerza de empotramiento:

$$FE = T_i * 3 \quad (1.40)$$

En donde:

FE=Fuerza de empotramiento.

Separación:

$$Sp = \frac{Ti * At}{T} \quad (1.41)$$

At= Área total.

Ti= Carga del perno.

T= Carga total.

Longitud de empotramiento:

$$LE = \frac{F_E}{u * d_b * \pi} \quad (1.42)$$

u= Factor contacto lechada.

d_b= Diámetro del perno.

Longitud total:

$$LT = L_L + L_E \quad (1.43)$$

L_L= Longitud Libre.

L_E= Longitud de empotramiento.

1.6.14 Método Constructivo

De forma previa antes de iniciar la actividad de perforación es importante tener en cuenta medidas preventivas como: señalización, el equipo protección personal, proceder a la retirada del material que se encuentra suelto y piedras semidesprendidas. Para iniciar la perforación se debe tener señalizado con una pintura de acuerdo a lo que indican el detalle de separación de anclaje.

Cuando la máquina de perforación ya se encuentre en el sitio y en el lugar de perforación definido, se emplea un nivel para medir los ángulos de inclinación. Además, se debe contar con un registro de perforaciones, detallando el tipo de material perforado, inclinación y diámetro.

Los pernos son elementos estructurales, los cuales se colocan dentro de la perforación, que son inyectados con cemento para unir la varilla al macizo rocoso. Efectivamente lo que sucede es un refuerzo del macizo rocoso por intermedio de la varilla evitando la caída de roca y los deslizamientos de macizos de roca fracturada. El perno se debe fijar a la roca usando cemento, resina o mediante un sistema mecánico. Aplicando el sistema de resina incluye cartuchos de un líquido y de un endurecedor, permitiendo

mezclar por un tiempo de curado que puede variar entre a 1 y 90 minutos dependiendo del producto; también puede depender de la temperatura de ambiente. La forma de aplicación consiste en insertar los cartuchos en la perforación para rellenar espacios entre el hueco y el perno. La barra se introduce en el hueco y haciendo rotar la mezcla de resina (Suarez J. , 1998).

La roca fracturada y la roca más resistente se deben perforar simultáneamente con una perforadora. Después se debe introducir un perno de roca en la perforación para poder fijar la roca fracturada inestable en la superficie del terreno a la roca con mayor resistencia (Suarez J. , 1998).

La punta del perno de roca se encuentra partida longitudinalmente, permitiendo que el perno puede anclarse al ingresar una cuña e hincar el perno en la perforación. Después se rellena con mortero la perforación y se ajusta el perno desde el exterior para el anclado (Suarez J. , 1998).

CAPÍTULO 2

2. METODOLOGÍA

El proyecto fue ejecutado en tres fases de trabajo y metodología de investigación. La fase uno corresponde al trabajo de campo, la fase dos corresponde a la interpretación de datos previos del sector de estudio y la última fase consistió en el análisis de estabilidad y diseño medidas de remediación.

En la primera fase, la investigación de la geología del terreno y la medición de discontinuidades, permitió obtener datos del substrato rocoso, dirección de los estratos, diaclasas y fallas geológicas, que puedan generar potenciales deslizamientos y fallamientos superficiales en roca. Los afloramientos rocosos delinearan las principales unidades litológicas predominantes en el sitio. Los datos estructurales usados para medición de discontinuidades son dip-direction y dip, a través de la brújula Brunton. En cuanto a los taludes de suelo en esta fase se identificó las estaciones con sus respectivas coordenadas de ubicación y el registro topográfico.

En la segunda fase se analizó los datos geotécnicos previos de las perforaciones geotécnicas con SPT que alcanzan los 6 metros de profundidad, que incluye datos de contenido de humedad, análisis de granulometría, Límites de Atterberg y clasificación de suelo. Así mismo, se contó con ensayo Triaxial UU (No consolidado no drenado) de donde se obtienen parámetros de resistencia como cohesión y fricción. Adicionalmente se analizó la topografía de los cuatro estaciones sujetas a estudios.

La tercera fase consistió en la evaluación de estabilidad y el diseño de medidas de estabilización de los taludes del sitio de estudio, utilizando métodos empíricos, y herramientas informáticas especializadas.

Para los macizos rocosos, se aplicó el método gráfico de proyecciones estereográficas a través del software Dips de la firma comercial Rocscience determinando los potenciales deslizamientos en el sector de estudio. Adicionalmente, se empleó los métodos empíricos SMR, RMR, RQR, y Q-Slope y el factor de seguridad fue determinado por el software Swedge 4.0.

El análisis de círculo de falla y factores de seguridad permitieron obtener datos para modelos de estabilidad, calculando la inclinación del talud y a la vez estabilizando los deslizamientos por reducción de resistencia al corte. Para la evaluación de taludes en

suelo, se ejecutó mediante el análisis de equilibrio límite, por el método de las dovelas; el cual permitió evaluar la sensibilidad de los parámetros de entrada a las posibles condiciones de rotura. Los componentes analizados son: Geometría del talud, parámetros geológico – geotécnicos, condiciones de agua subterránea, cargas en el talud (carga externa, carga sísmica) y criterios de rotura del suelo y roca formulación, descripción y selección de alternativa óptima.

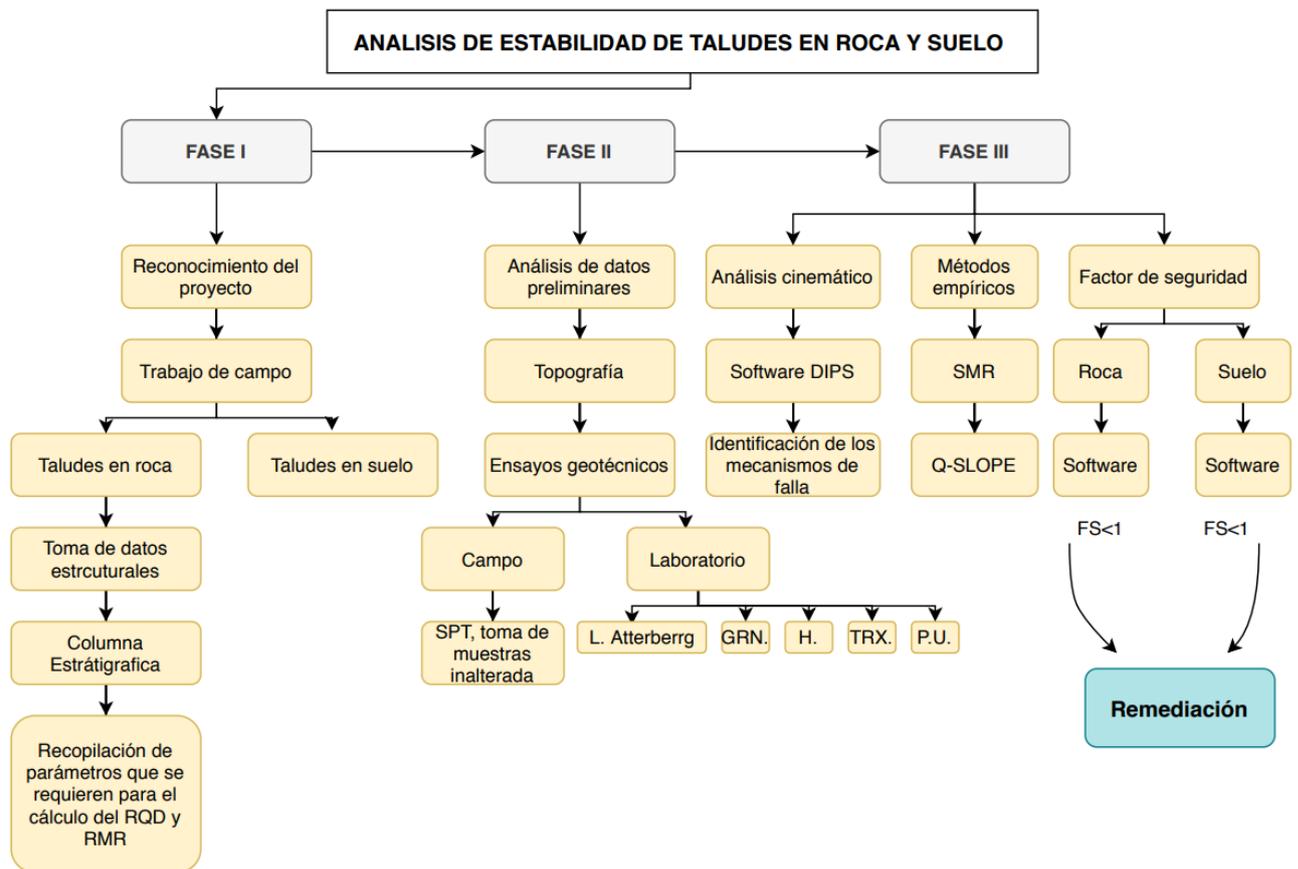


Figura 2.1 Diagrama de Flujo de la Metodología de Investigación. Fuente: Autor.

2.1 Reconocimiento de campo

La Vía Garrapata - Santa María, posee 72 km aproximado de longitud, en la cual se ha tomado cuatro de sus taludes para ser analizados. Las estaciones 7+900 y 19+980 están conformadas por rocas areniscas, limolitas y brechas volcánicas (alteración a arcilla), y los taludes en suelo 25+280 y 63+040 están formados por suelos arcillosos y

arenas limosas. En el reconocimiento de campo se tomaron las coordenadas UTM con datum WGS 1984, 17 sur.

En esta visita se realiza el mapeo geomecánico con mediciones y observaciones de parámetros como la separación entre juntas, relleno, estado de las diaclasas, presencia de agua, resistencia y grieta de tensión en caso de que hubiese. Con estos parámetros se realiza la caracterización de los macizos rocosos para luego obtener la clasificación y ejecución de los análisis empíricos.

2.2 Caracterización geomecánica de taludes en rocas

Se analizaron dos taludes en roca, ubicados en las abscisas 7+900 y 19+980, utilizando métodos empíricos. En el análisis de ensayos y reconocimientos de campo de la matriz y macizo rocoso respecto a su litología, resistencia y discontinuidades, se obtuvieron datos geotécnicos que permitan la clasificación del macizo rocoso y cálculos de diseño de la mecánica de rocas, realizando la caracterización geomecánica teniendo en cuenta los métodos del RMR de Bieniawski, SMR (Slope Mass Rate) (Montalar, 2016) y Q-Slope (Barton & Bar, 2015). Además, para los análisis cinemáticos de potenciales deslizamientos en cuñas, planares y vuelco se ha empleado los softwares Dips de la firma Rocsciences. La descripción del macizo rocoso comprende el análisis de RQD, tipos y condiciones de discontinuidades.

Previamente se obtuvo mediante trabajo de campo el mapeo de las discontinuidades de los taludes 7+900 y 19+980 con estos resultados se hace las proyecciones estereográficas utilizando el programa Dips.

La proyección estereográfica se basa en el uso de una esfera imaginaria de referencia que tiene una orientación fija de su eje con respecto al norte y de su plano ecuatorial con respecto a la horizontal. Los planos y líneas se representan a través de la proyección en el plano ecuatorial (plano de proyección) de la intersección del elemento a representar con el hemisferio inferior de la esfera imaginaria.

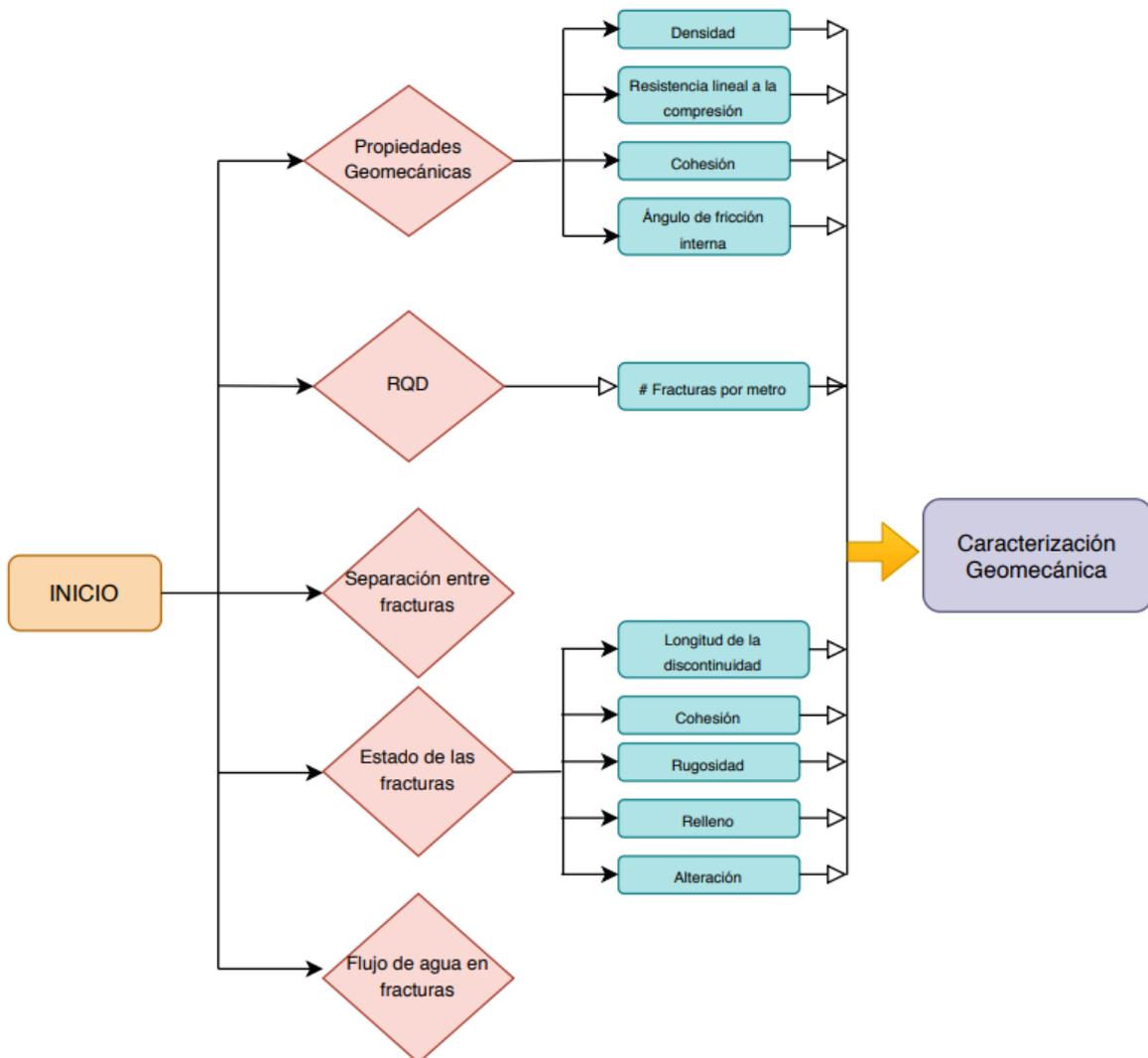


Figura 2.2 Flujograma para la caracterización geomecánica de los taludes en roca.

Fuente: Autor.

2.3 Análisis cinemático de taludes en roca

El método cinemático fue analizado estadísticamente con los datos estructurales del mapeo geológico usando la proyección estereográfica, mediante el software Dips v. 6.0 de la firma Rocscience, utilizando los criterios de falla: rotura planar, rotura por cuña y rotura por vuelco. El programa permite conocer el porcentaje de probabilidades de cada falla.

2.4 Métodos empíricos de taludes en roca

2.4.1 Clasificación del SMR

Una vez determinado el mecanismo de falla (planar, cuña o vuelco) que puede presentar y afectar la estabilidad de un talud, se procede a calcular en el SMR que está relacionado con el RMR básico. Para la clasificación del RMR se realiza el levantamiento de información del macizo rocoso, tomando en cuenta los parámetros geomecánicos (resistencia a compresión simple, RQD, estado de las juntas, frecuencia de las juntas y presencia de agua) que emplea el RMR para dar la valorización de acuerdo a las tablas planteadas por Bieniawski. Además, se emplea los factores F1, F2 y F3 como parámetros para cuantificar el efecto de las discontinuidades en la estabilidad de los taludes y el F4 se valora dependiendo del método de excavación que se encuentre el talud analizado (Tomás, Romana, & Serón, 2017).

Además se utilizó el programa SMRTool desarrollada por Riquelme (2014), se trata de una software de cálculo que permite la clasificación geomecánica Slope Mass Rating por dos autores Romana (1993) y Tomas (2007). Es una programación que calcula F1, F2 y F3 los cuales son coeficientes que se obtienen a partir del buzamiento del talud y de la discontinuidad o en el caso de que sea una falla por cuña la intersección de planos. Ingresando datos como RMR básico y el tipo de excavación calcula el SMR y la recomendación del sistema de sostenimiento.

2.4.2 Clasificación de Q-slope

En los métodos empíricos para determinar la clasificación de la roca, toma en cuenta el método Q-slope, el cual considera el macizo rocoso como resultado de la estabilidad mediante la pendiente. Se requiere las asignaciones de las valoraciones para el Rock Quality Designation (RQD), índice de diaclasado o número de set de juntas (J_n), los cuales determinan el tamaño de los bloques presentes en el talud; rugosidad de las juntas (J_r) y la alteración de las juntas (J_a), los cuales estiman la rugosidad y resistencia al corte de diaclasas; y los factores externos de condiciones de ambiente (J_w) y esfuerzos (SRF) (Ahadi & Farjam, 2018). Obteniendo su valoración se puede determinar el estado del macizo rocoso de acuerdo a la tabla estipulada por Barton (2017).

2.4.3 Caracterización geotécnica de taludes en suelo

La investigación contempla el análisis de dos taludes de suelo ubicados en las abscisas 25+ 280 y 64+040 de la vía Garrapata - Santa María, entre los cantones Chone y El Carmen.

Para llevar a cabo la caracterización geotécnica de los taludes de suelo se partió de resultados de SPT, donde adicionalmente se realizaron ensayos de humedad natural, Límites de atterberg, granulometría. Con respecto a los parámetros de resistencia se ejecutaron ensayos de Triaxiales UU permitiendo conocer la Cohesión y ángulo de fricción de los materiales que componen los taludes.

2.5 Evaluación y diseño de estabilidad de los taludes

Una vez obtenido las principales discontinuidades, y de haber determinado los mecanismos de fallas que se pueden presentar en cada estación, se procede a realizar la segunda fase que consiste en determinar el factor de seguridad que está en función de la altura, pendiente, orientación del talud en roca y de las discontinuidades que pueden ocasionar las fallas. Para llevar a efecto este cálculo se hace uso del programa Swedge 4.0, de la firma Rocsciences en el caso de los taludes que están conformado de roca, mientras que para los taludes constituidos de suelo se utiliza el programa SLOPE/W de la firma GEOSLOPE.

En esta fase se determina si los taludes son inestables o no, para el segundo caso se presentarán las medidas de remediación que más favorezcan y que permitan cumplir en lo posible el objetivo de todo análisis de inestabilidad.

Para diseñar las medidas de remediación se hace uso del Software RocFall de Rocsciences como una herramienta de apoyo que permite determinar la velocidad de las caídas de rocas.

2.5.1 Análisis de estabilidad de taludes en roca

Para simular escenarios de rotura se emplea el software Swedge (2019) con el que se determina el factor de seguridad, analizando los taludes según su probabilidad de falla ya determinado en el análisis cinemático. Este programa se puede aplicar dos tipos de estudios: probabilístico y determinístico. En este caso se utiliza el método determinismo debido a que el propósito es determinar el factor de seguridad.

2.5.1.1 Análisis de caída de roca

Una vez determinada la inestabilidad del talud se hace uso del software Rocfall de la firma Rocsciences, ya que este programa simula la caída de rocas, determina la altura de rebote en la pendiente del talud partiendo de una velocidad impuesta y permite utilizar medidas correctivas como barreras. Adicionalmente se puede determinar el tamaño y la ubicación de las barreras, simulando su efecto de contención de las rocas.

2.5.2 Análisis de estabilidad de taludes en suelo

El cálculo del factor de seguridad de los taludes de suelos, fue determinado a partir de los métodos de equilibrio límite, el cual consiste en dividir la masa del talud en dovelas verticales, para determinar el factor de Seguridad se obtiene la relación entre fuerzas/momentos resistentes y fuerzas/momentos desequilibrantes. Para este efecto se aplica el software SLOPE/W de la firma Geoslope, mediante el método Morgan-Price.

Se utiliza la metodología de Morgenstern-Price debido a que al igual que el método de Spencer, es un método muy preciso y sencillo, prácticamente es aplicable a todas las geometrías y perfiles de taludes suelo (Suarez Diaz, 2009).

CAPÍTULO 3

3. RESULTADOS

3.1 Geometría del Talud

Para llevar a efecto el análisis de la estabilidad de los taludes, es de gran importancia conocer la geometría de los mismo, información que la empresa Suelcon & Asf brindó como aporte para esta investigación.

La primera estación geomecánica analizada, correspondiente al talud 7+900, ubicada al margen izquierdo posee una altura de 88.84 m aproximadamente y a lo largo del talud tiene una longitud aproximada de 250 m como se puede observar en el plano de superficie ilustrado en la figura 3.1, y el perfil topográfico en la figura 3.2.

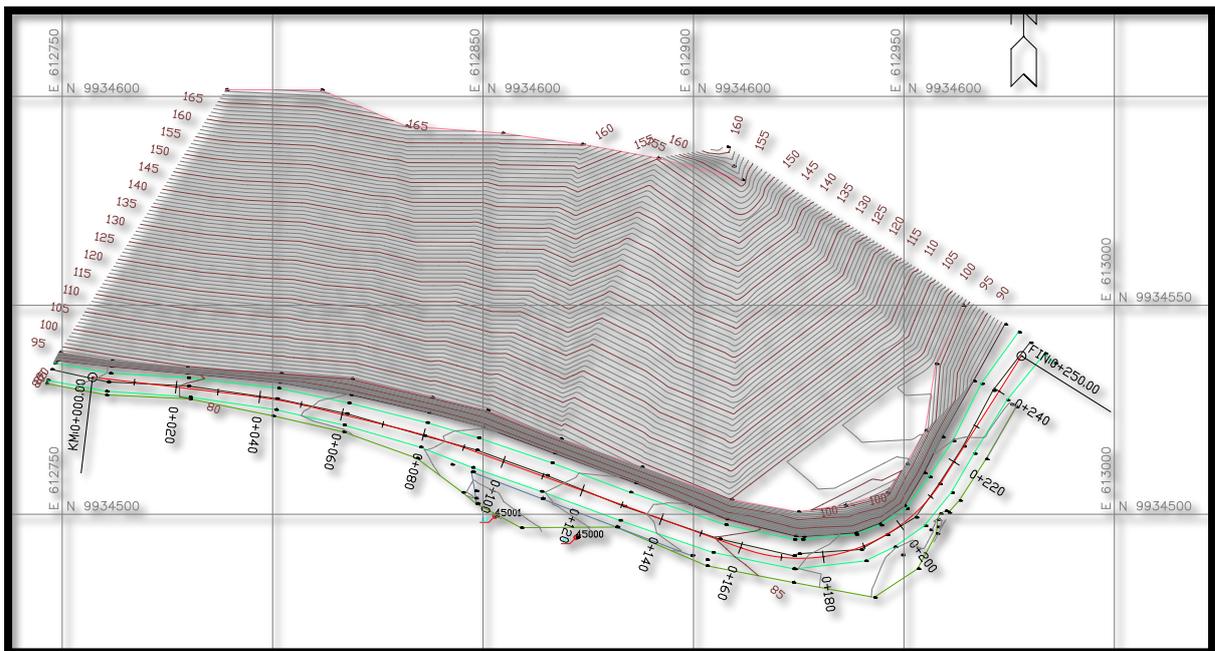


Figura 3.1 Plano de superficie de la estación 7+900. Fuente: Suelcon & Asf.

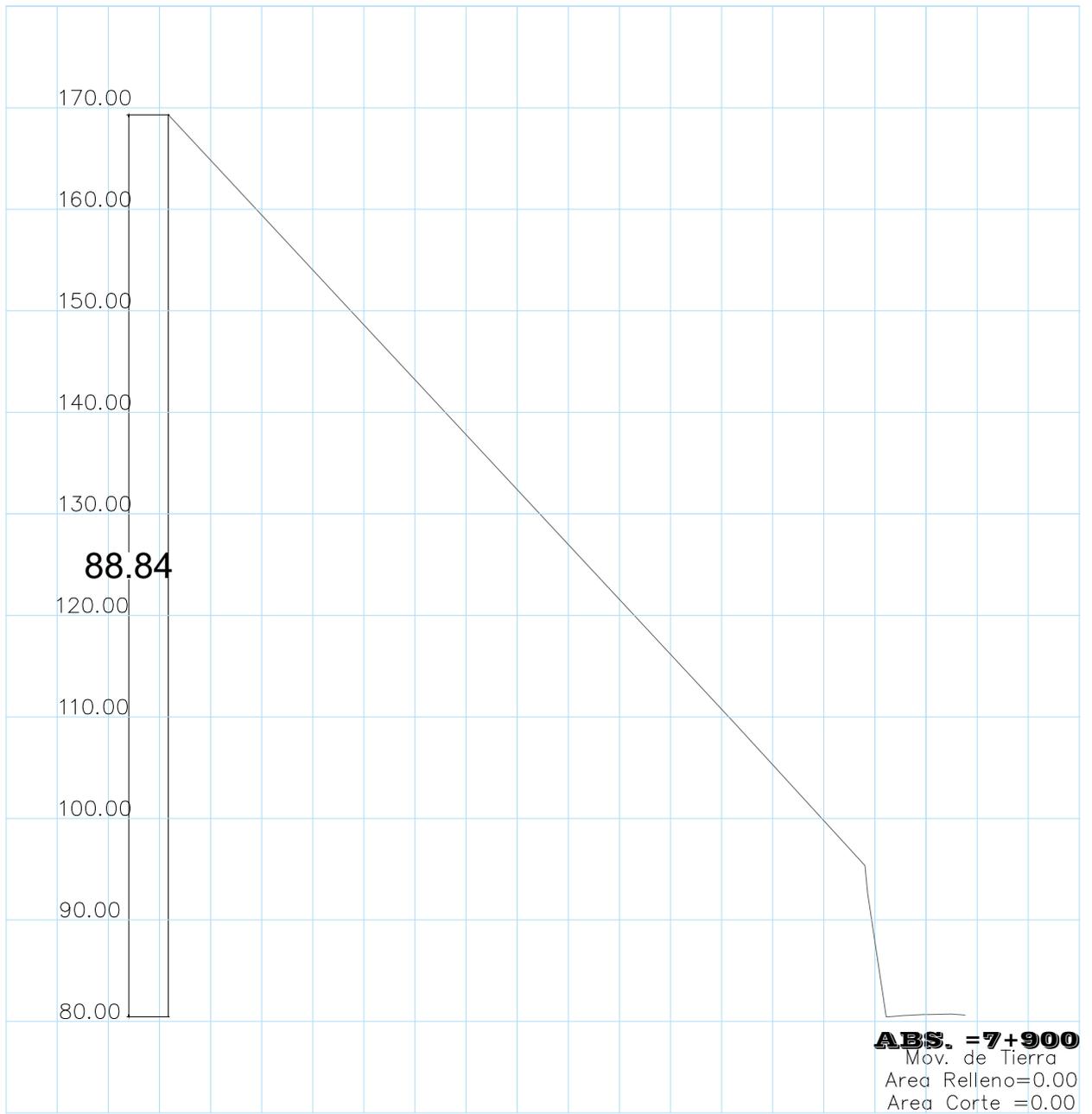


Figura 3.2 Perfil Longitudinal Topográfico Abscisa 7+900. Fuente: Suelcon & Asf.



Figura 3.3 Talud de roca 7+900. Fuente: Autor.

La segunda estación geomecánica se encuentra ubicada en el talud 19+980 margen izquierdo, su geometría se puede observar en la figura 3.4 y 3.5, la altura aproximada de este talud es de 55.03 metros y la longitud a lo largo de la vía es 210 metros. A lo largo de la longitud del talud existe variaciones de alturas, sin embargo, según la topografía el punto más alto de este talud corresponde a la altura ya mencionada.

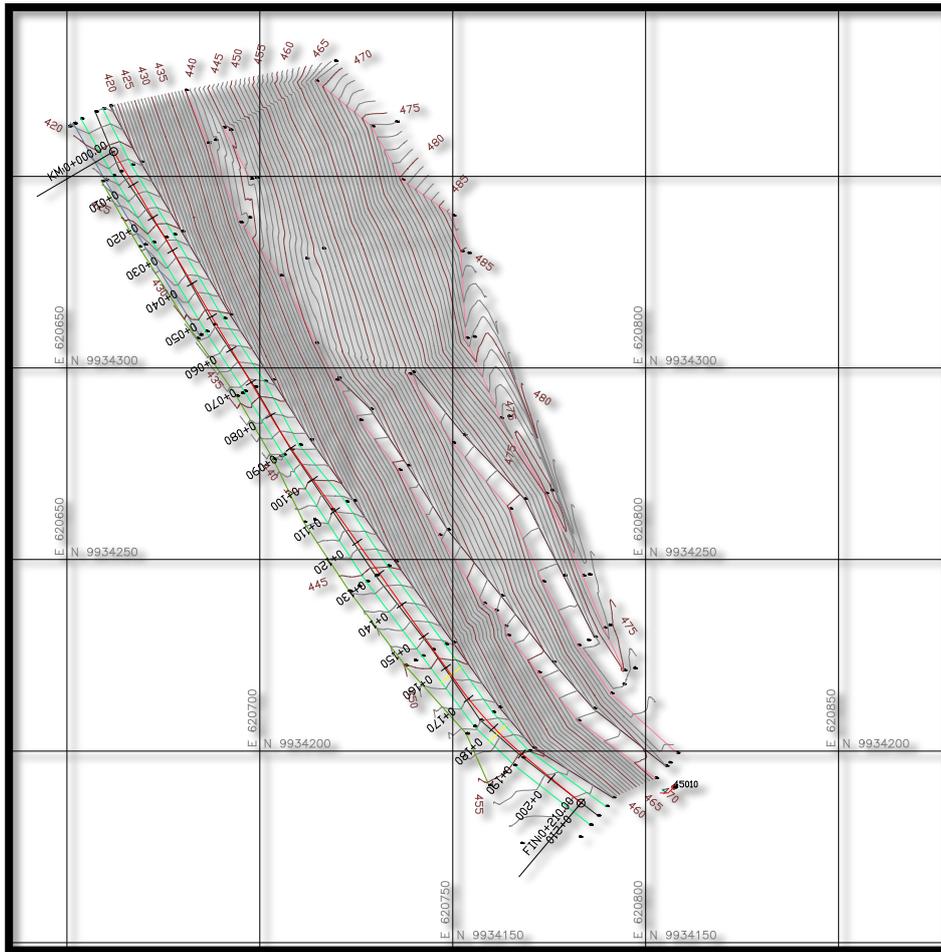


Figura 3.4 Plano de superficie de la estación 19+980. Fuente: Suelcon & Asf.

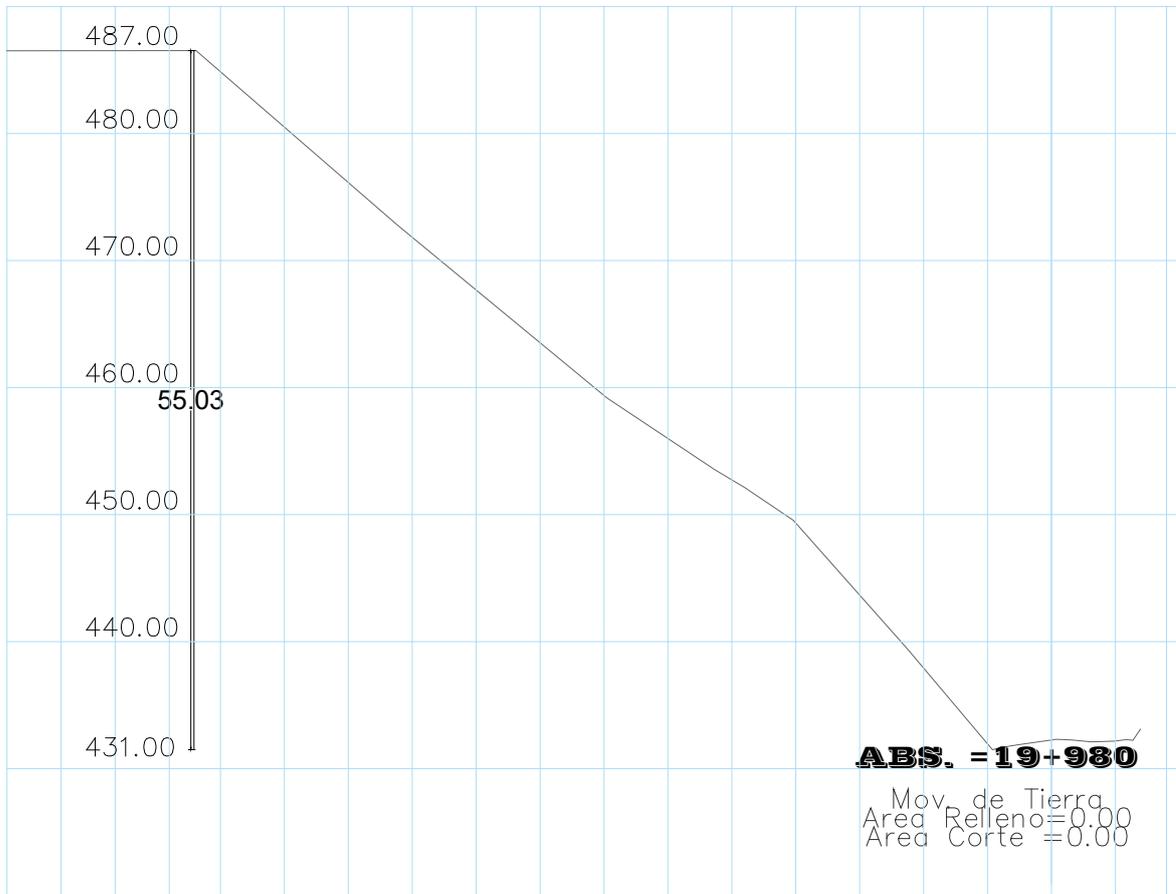


Figura 3.5 Perfil Longitudinal Topográfico Abscisa 19+980. Fuente: Suelcon & Asf.



Figura 3.6 Talud de roca 19+980. Fuente: Autor.

El talud 25+280 se encuentra en el lado izquierdo de la vía, su altura máxima 22.16 m y la longitud de 200 m como se muestra en la figura 3.7 y 3.8.

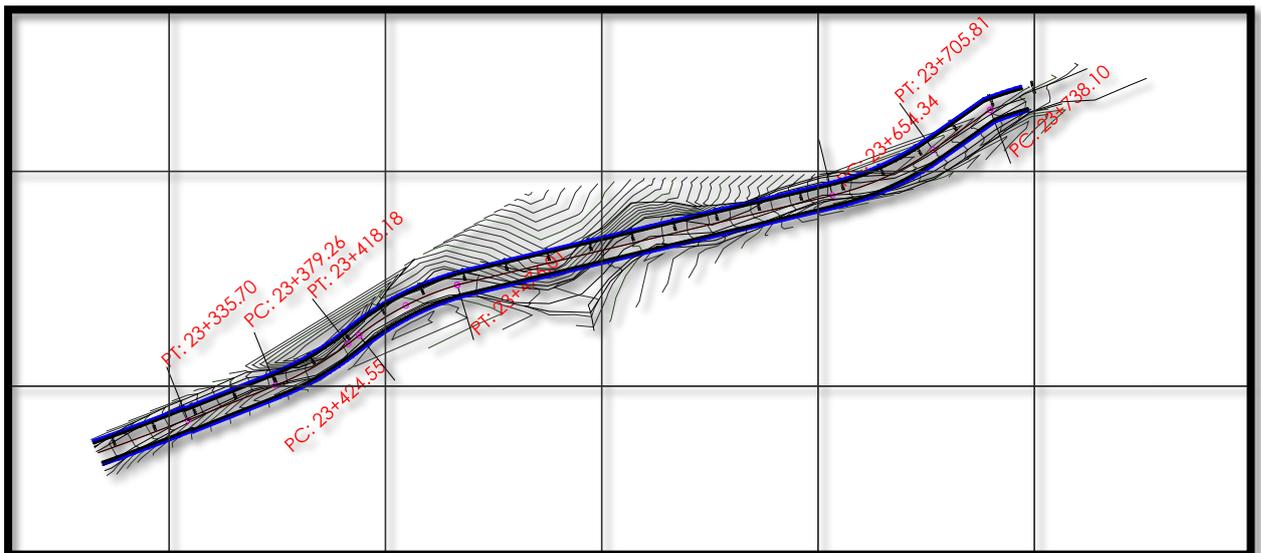


Figura 3.7 Plano de superficie 25+280. Fuente: Suelcon & Asf.

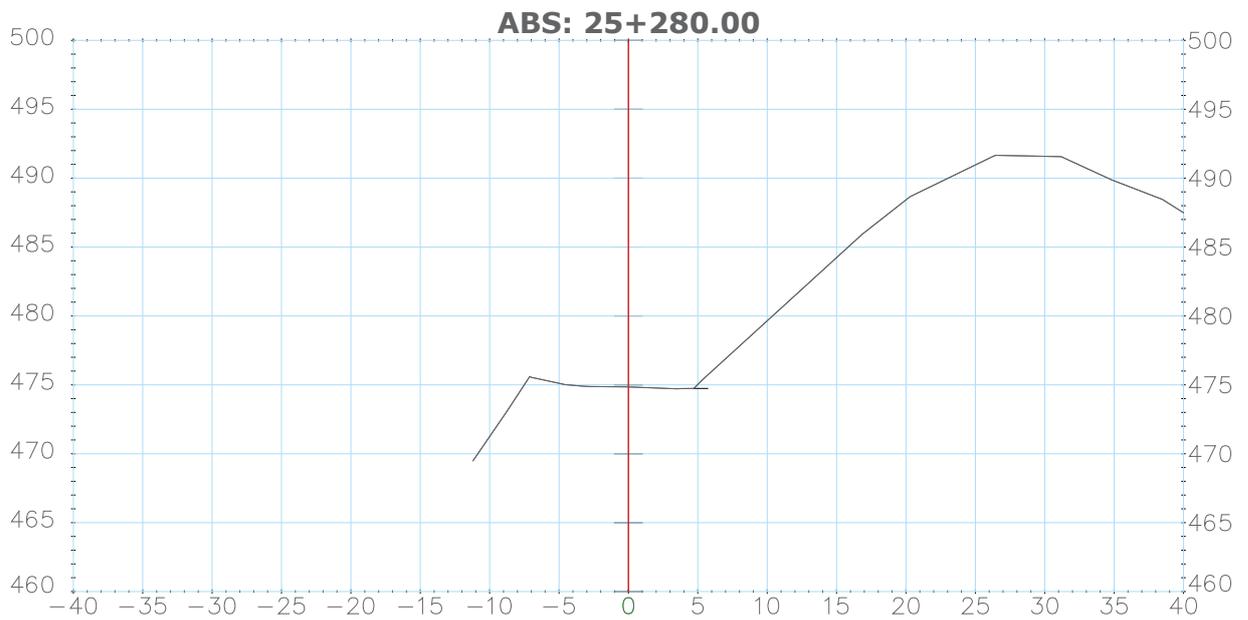


Figura 3.8 Perfil Longitudinal Topográfico Abscisa 25+280. Fuente: Suelcon & Asf.



Figura 3.9 Talud de roca 25+280. Fuente: Autor.

En la figura 3.10 y 3.11 se muestra el plano de superficie y perfil longitudinal del talud 63+040, la altura máxima de este talud es de 23.23 metros y la longitud es de 120 metros a lo largo de la vía.

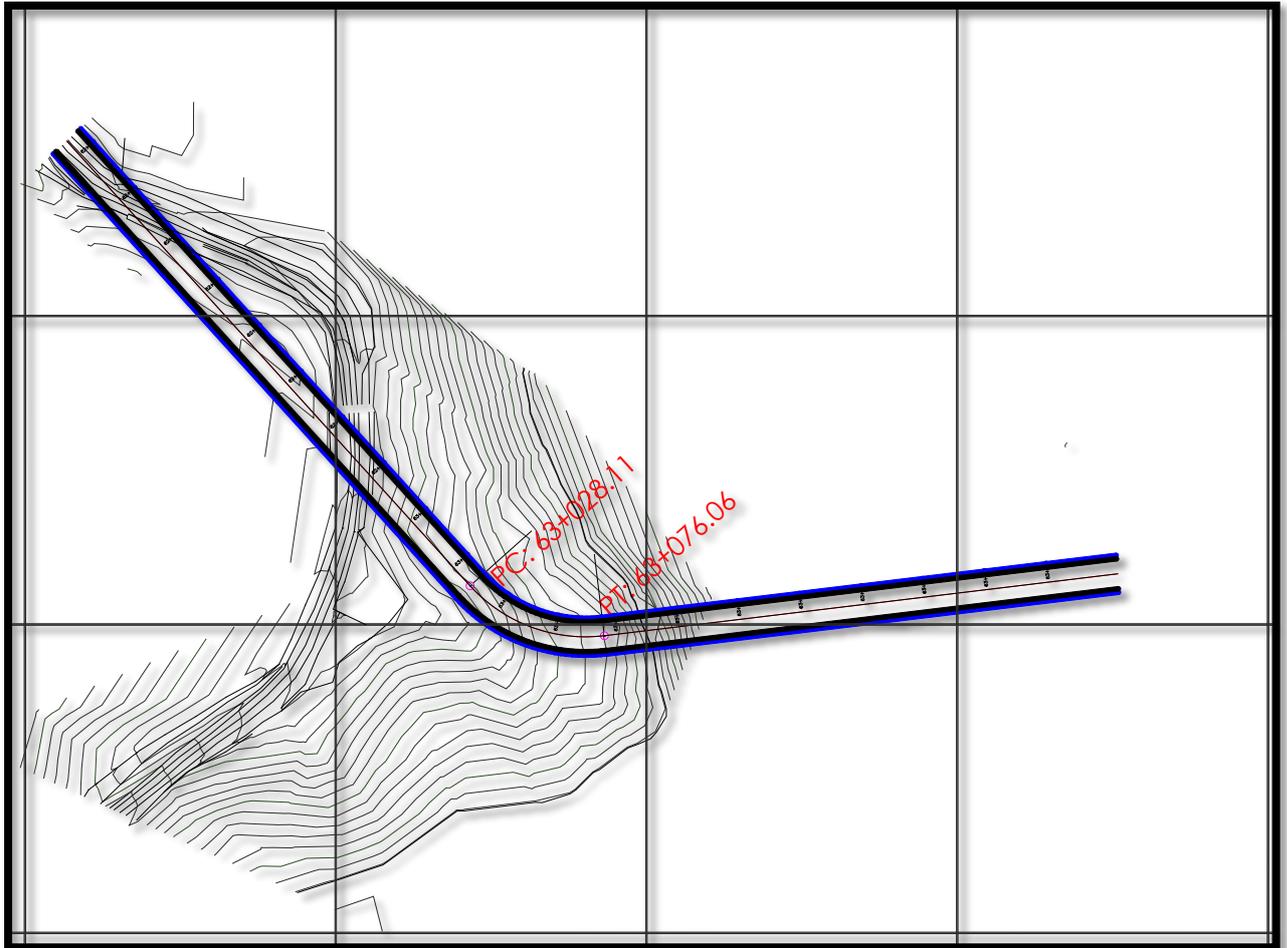


Figura 3.10 Plano de superficie 63+040. Fuente: Suelcon & Asf.

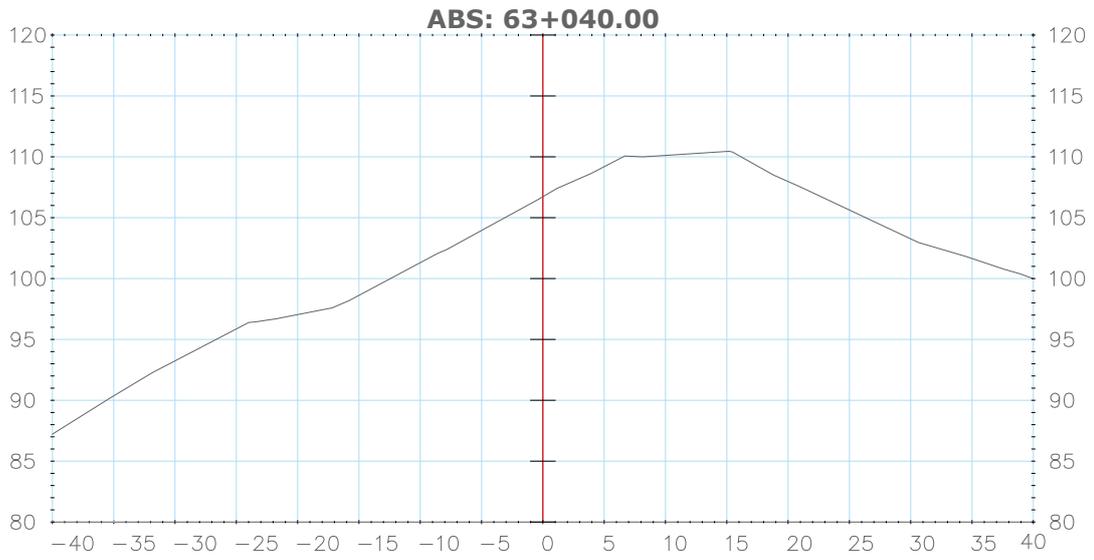


Figura 3.11 Perfil Longitudinal Topográfico Abscisa 63+040. Fuente: Suelcon & Asf.



Figura 3.12 Talud de roca 25+280. Fuente: Autor.

3.2 Datos geotécnicos en taludes de suelos

Se evaluó el tipo de suelo existente en las dos estaciones de suelos analizadas a partir de datos previos de ensayos de SPT a una profundidad de 6m permitiendo establecer una columna estratigráfica y adicionalmente se tomaron muestras inalteradas.

Con las muestras obtenidas en campo, se realizaron ensayos como Humedad Natural, Granulometría, Límites de Atterberg y Triaxial.

3.2.1 Estación 25+280

Las coordenadas de donde se obtuvieron las muestras se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Coordenadas UTM-WGS84 de la Estación N° 03.

Coordenadas UTM -WGS84	
Este	624921,642
Norte	9934461,9



Figura 3.13 Ejecución del ensayo de SPT en el talud 25+280. Fuente: Suelcon & Asf.

Tabla 3.2. Propiedades mecánicas de Estación N° 03, abscisa 25+280.

PROFUNDIDAD (m)	GRANULOMETRIA % PASANTE				LIMETES			W%	CLASIFICACION		N. DE GOLPES SPT	PESO UNITARIO (Ton/m ³)
	Nº4	10	40	200	LL	LP	IP		SUCS	AASHTO		
0.20	98	95	92	71			NP	32.32	SM		1-2-2,	
1.00	100	98	95	80			NP	35.24	SM		1-1-2,	1.96
2.00	100	99	97	80			NP	26.15	SM		1-2-3,	
3.00	100	96	91	71			NP	38.43	SM		4-6-6,	
4.00	100	97	78	52			NP	44.37	SM		3-2-5,	
5.50	100	99	75	56			NP	51.32	SM		12-23- 41,	

Una vez analizados los 6.00 metros de profundidad, se determina que se trata de un estrato homogéneo, correspondiente a una arena limosa cuya compacidad varía dependiendo de la profundidad. Los dos primeros metros tiene una compacidad blanda, entre los 2 y 5 metros los números de golpe del spt incrementan lo que demuestran que el suelo comienza a mejorar su compacidad. Los resultados de los ensayos se muestran resumidos en la tabla 3.2 y la descripción del suelo de cada estrato se representado en la figura 3.16.



Figura 3.14 Muestreo mediante el tubo shelby en el talud 25+280. Fuente: Suelcon & Asf.



Figura 3.15 Muestreo mediante el tubo shelby en el talud 25+280. Fuente: Suelcon & Asf.

PROFUNDIDAD (m)	ESTATIGRAFIA		DESCRIPCION
	SUCS	SIMBOLOGIA	
0.20	SM	•••••	SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos
1.00	SM	•••••	SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos
2.00	SM	•••••	SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos
3.00	SM	•••••	SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos
4.00	SM	•••••	SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos
5.50	SM	•••••	SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos

Figura 3.16 Columna estratigráfica del talud 25+280. Fuente: Suelcon & Asf.

3.2.2 Estación 63+040

Las coordenadas de donde se obtuvieron las muestras se muestran en la tabla 3.3
Coordenadas UTM-WGS84 de la Estación N° 04.

Tabla 3.3. Coordenadas UTM-WGS84 de la Estación N° 04.

Coordenadas UTM -WGS84	
Este	649952,171
Norte	9924104,715

En la figura 3.17, se observa el ensayo de SPT a una profundidad de 6.00 m, las muestras obtenidas fueron llevadas al laboratorio, permitiendo determinar la clasificación SUCS y los límites de consistencia, demostrando que estos suelos presentan diversas características físicas y mecánicas, evaluando sus estratos e identificando sus propiedades del suelo. De acuerdo a los resultados que se presentan en la tabla 3.4, se determina que el suelo está conformado por arcilla de baja plasticidad y en los primeros dos metros presentan baja compacidad. En la figura 3.18 se describe el tipo de suelo que compone esta estación.

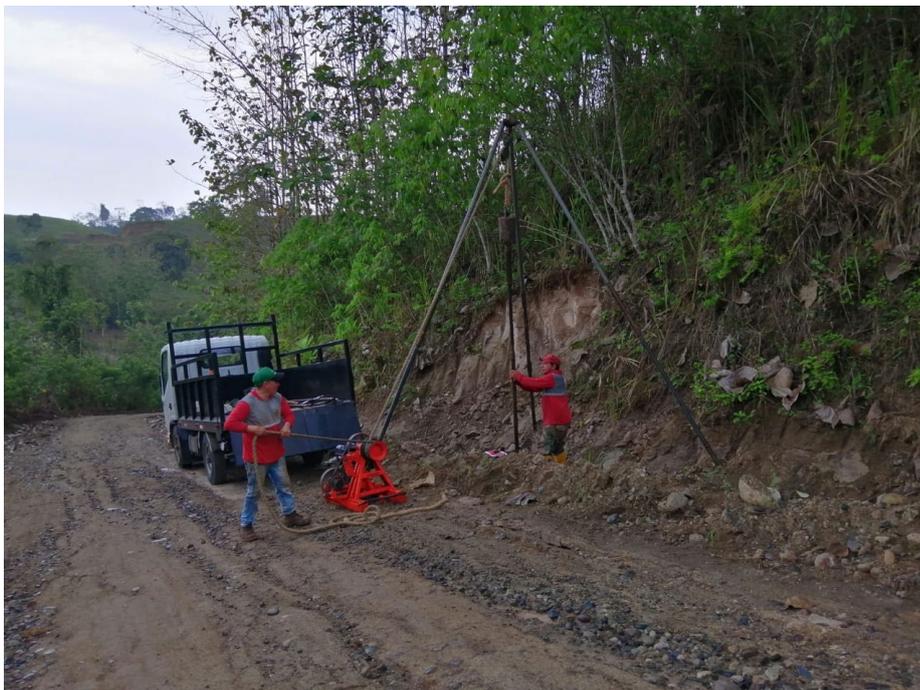


Figura 3.17 Ejecución del ensayo de SPT. Fuente: Suelcon & Asf.

Tabla 3.4 Propiedades mecánicas de Estación N° 03, abscisa 25+280.

PROFUNDIDAD (m)	GRANULOMETRIA % PASANTE				LIMETES			W%	CLASIFICACION		N. DE GOLPE S SPT	PESO UNITARIO (Ton/m³)
	N°4	10	40	200	LL	LP	IP		SU CS	AASH TO		
0.20	100	100	99	97	49.30	22.57	26.73	21.38	CL		2-3-4,	
1.00	100	100	96	84	36.60	17.70	18.90	24.05	CL		3-4-5,	1.56
2.00	100	100	95	70	46.38	29.00	17.39	51.92	CL		2-3-4,	
3.00	100	100	99	95	39.78	20.08	19.70	47.81	CL		1-4-7,	
4.00	100	100	97	76	34.68	12.37	22.31	62.72	CL		2-3-4,	
5.50	100	100	93	65	40.38	36.96	3.42	60.56	CL		17-23-42,	

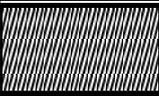
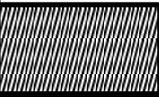
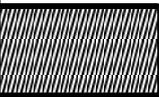
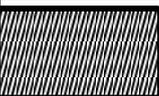
PROFUNDIDAD (m)	ESTATIGRAFIA		DESCRIPCION
	SUCS	SIMBOLOGIA	
0.20	CL		SUELO NATURAL: Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
1.00	CL		SUELO NATURAL: Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
2.00	CL		SUELO NATURAL: Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
3.00	CL		SUELO NATURAL: Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
4.00	CL		SUELO NATURAL: Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
5.50	CL		SUELO NATURAL: Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres

Figura 3.18 Columna estratigráfica del talud 25+280. Fuente: Suelcon & Asf.

3.3 Estratigrafía y Litología de Taludes de Rocas

A continuación, se describe brevemente las principales características estratigráficas y litológicas del levantamiento de los taludes 7+900 y 19+980.

En relación a la geología del Talud 7+900, se trata de una roca sedimentaria clástica o detrítica, areniscas de granulometría gruesa a media que abarca en mayor porcentaje la geología del talud, con micro conglomerados, y pequeñas intercalaciones de lutitas de color gris oscura. Según la Carta Geológica del sector, la unidad geológica que corresponde a esta zona es la formación Borbón, lo cual permite corroborar la información obtenida en campo, como se muestra en la figura 3.19.

Para el levantamiento estratigráfico del talud 19+980 mediante las mediciones y observaciones de la estación se puede describir que es un cuerpo homogéneo conformado por un estrato de areniscas color gris, ligeramente fracturado y con abundantes moluscos como se observa en la figura 3.20.

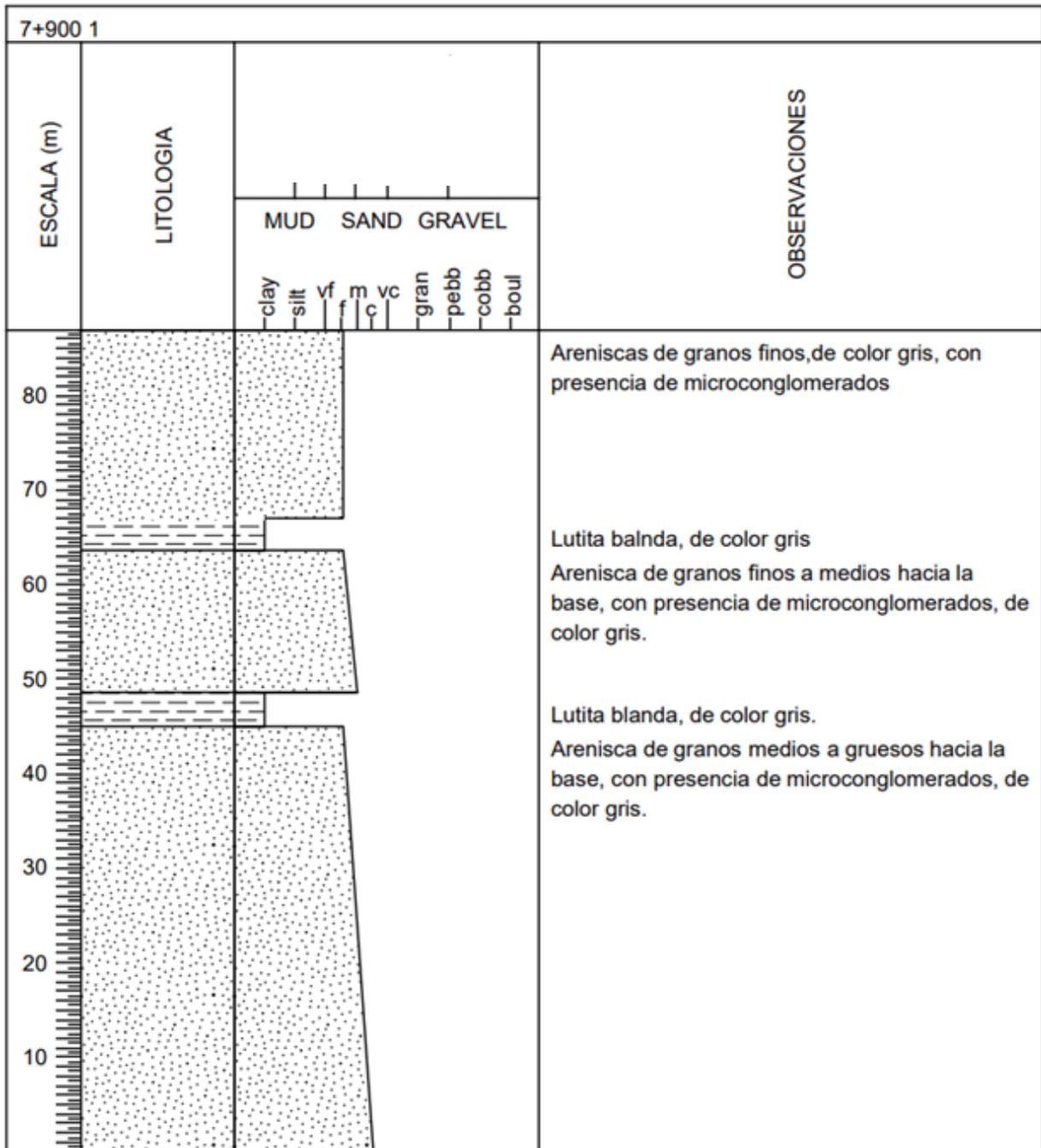


Figura 3.19 Columna Estratigráfica talud 7+900. Fuente: El autor.

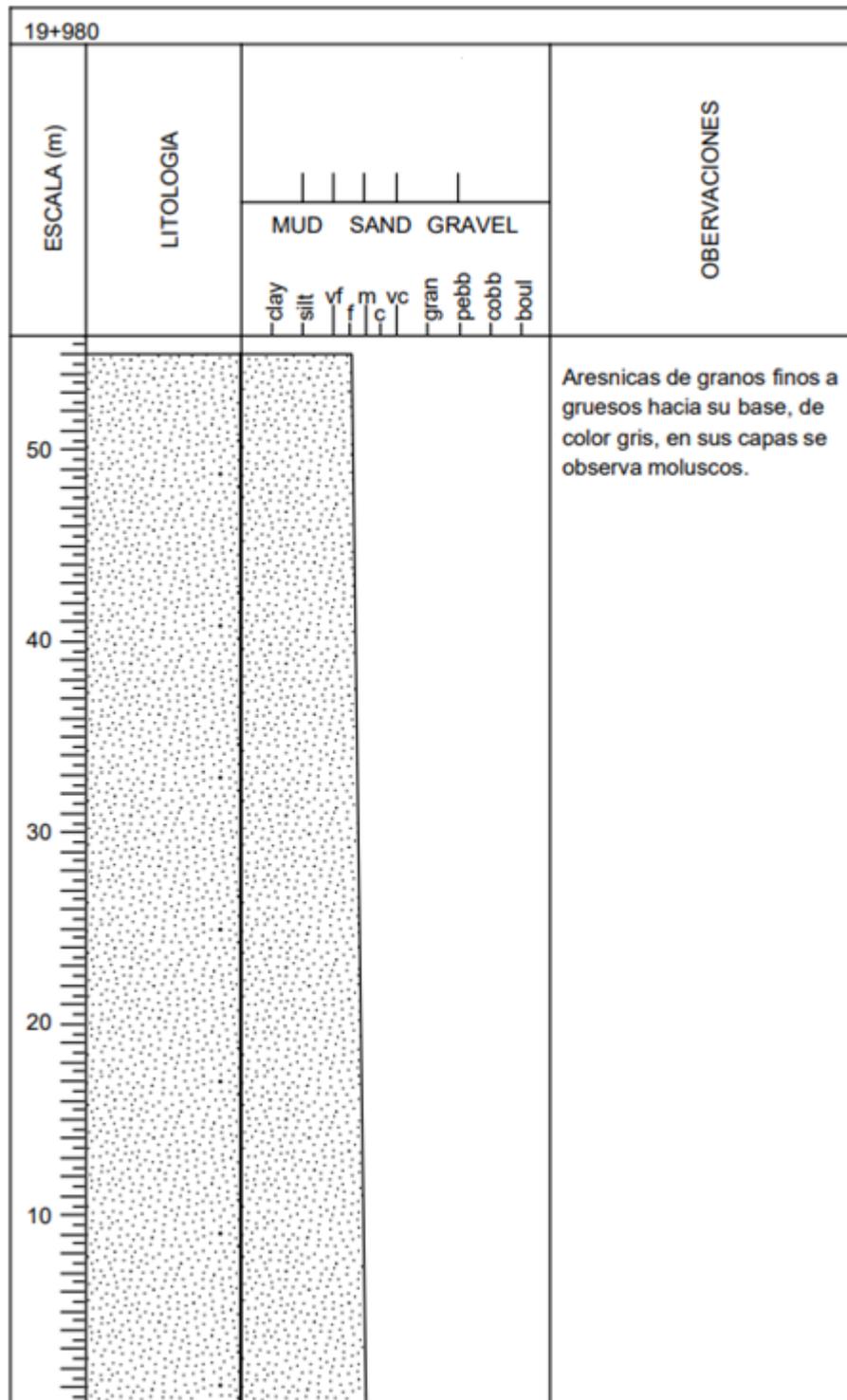


Figura 3.20 Columna Estratigráfica talud 19+980. Fuente: El autor.

3.4 Análisis cinemático de taludes en roca

Es importante señalar que el análisis cinemático se lo realiza únicamente a los taludes en macizos rocosos.

3.4.1 Análisis Cinemático para Talud (7+900)

El talud posee una dirección de buzamiento y buzamiento de 205/83, el sistema de diaclasamientos permite evidenciar tres principales familias de discontinuidades. Los datos estructurales de dirección de buzamiento (dip-direction) y ángulo de buzamiento (dip) de las discontinuidades del macizo rocoso (matriz + discontinuidades), están referidos en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5. Datos estructurales de las discontinuidades del Talud 7+900. Fuente: Autor.

Dirección de Buzamiento	Buzamiento,
159	85
160	87
230	80
156	86
238	82
219	83
220	73
284	76
153	87
230	85

Estas medidas estructurales tomadas en campo son graficadas en proyecciones estereográficas con el empleo del Software Dips de la firma comercial Rocscience como se observa en la figura 3.21. La línea roja corresponde a la representación del talud, mientras que las líneas de color verde representan las tres familias principales de discontinuidades, cuyos datos estructurales se muestran en la tabla 3.6.

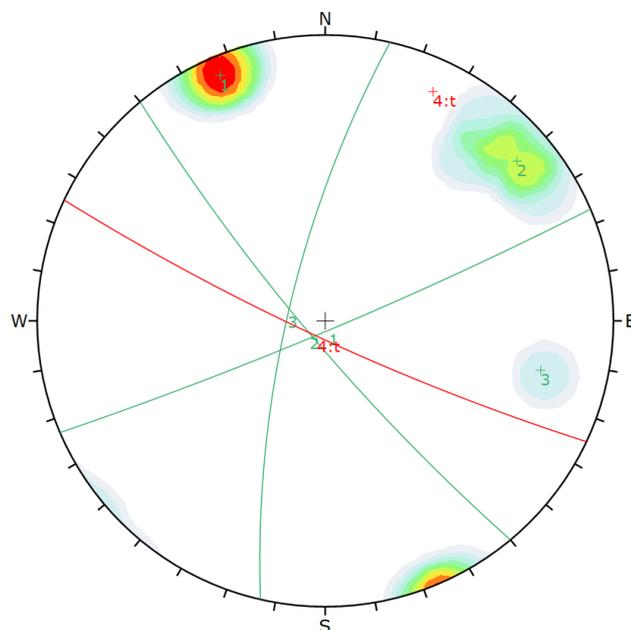


Figura 3.21 Proyección estereográfica con red Wulff de las discontinuidades medidas en el talud G-01. Fuente: Autor.

Tabla 3.6 Datos estructurales de las principales familias del Talud G-01 (7+900).

Principales familias	Dirección de Buzamiento / Buzamiento
J1	225/82
J2	157/86
J3	283/75

Los criterios propuestos por Tuner y Schuster se detallan en la tabla 3.7, el mecanismo de falla que cumple todos los criterios es la rotura por cuña, esto se corrobora en el análisis de la proyección estereográfica.

Tabla 3.7 Resumen del análisis cinemático del Talud 7+900 por los criterios de Turner y Schuster. Fuente: Autor.

TALUD 7+900	
Condición cinemática	Análisis
Rotura Plana	
a) El Angulo de buzamiento del Talud > Angulo de buzamiento del plano de Falla > Angulo de fricción.	No Cumple
b) El Angulo de buzamiento del talud debe ser mayor que el ángulo de la línea de intersección.	Cumple

c) El ángulo de la intersección debe ser mayor que el ángulo de fricción,	No Cumple
Rotura por Cuña.	
a) El rumbo de intersección debe ser aproximadamente igual a la del buzamiento de la cara del Talud	Cumple
b) El Angulo de buzamiento del talud debe ser mayor que el ángulo de la línea de intersección.	Cumple
c) El ángulo de la intersección debe ser mayor que el ángulo de fricción	Cumple
Rotura por Volcamiento.	
a) Discontinuidad buza hacia dentro del talud	No Cumple
b) Azimut talud \approx Azimut plano $\pm 30^\circ$ (empírico)	No Cumple
c) $(90 - \Psi_p) < (\Psi_f - \phi)$	Cumple

Adicionalmente, se corrobora el mecanismo de falla mediante el Software Dips, como se muestra en las figuras 3.22. A partir de las mediciones estructurales de las discontinuidades del macizo rocoso en el talud G-01, la familia de discontinuidades J1 es favorable para generar un deslizamiento de tipo planar. Además, existen dos discontinuidades que se intersectan J2 y J3 creando una posibilidad que se produzca una falla por cuña.

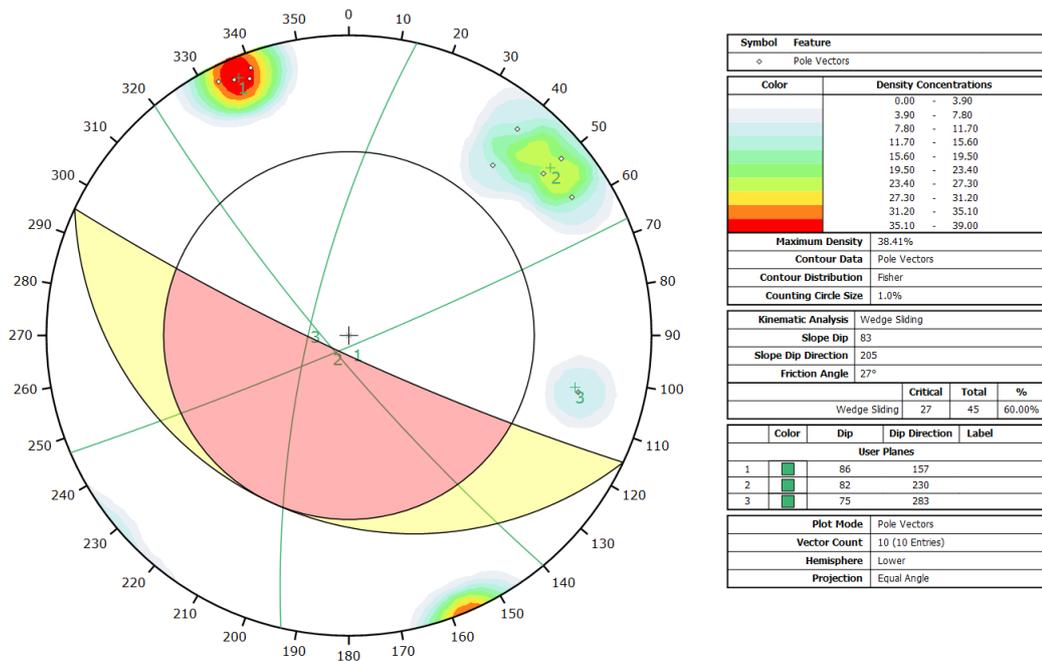


Figura 3.22 El análisis cinemático del mecanismo de rotura en cuña del talud 7+900.

Fuente: Autor.

3.4.2 Análisis Cinemático para Talud (19+980)

Este macizo rocoso posee una dirección de buzamiento y buzamiento de 245/47, el sistema de diaclasamientos evidencian cuatro principales familias. Los datos estructurales se encuentran referido en la Tabla 3.8 indicando dirección de buzamiento (dip-direction) y ángulo de buzamiento (dip) de las discontinuidades medidas en el macizo rocoso (matriz + discontinuidades).

Tabla 3.8. Medidas estructurales de las discontinuidades del Talud G-02 19+980.

Fuente: Autor.

Dirección de Buzamiento	Buzamiento
194	44
271	88
254	70
240	82
322	84
265	90
005	85

A partir de las medidas estructurales tomadas en campo se obtienen las proyecciones estereográficas como se observa en la figura 3.23, donde se observa la presencia de cuatro principales familias cuyos datos estructurales se muestran en la tabla 3.9.

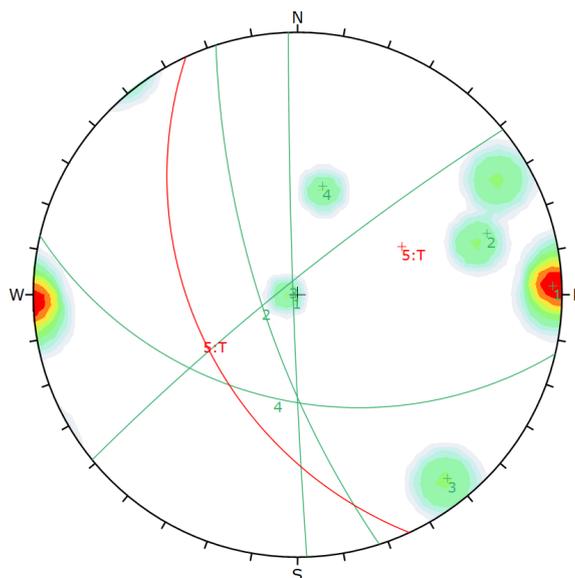


Figura 3.23 Proyección estereográfica con red Wulff de las discontinuidades medidas en el talud G-02 (19+980). Fuente: Autor.

Tabla 3.9 Datos estructurales de las principales familias del Talud G-02 (19+980).

Principales familias	Dirección de Buzamiento / Buzamiento
J1	268/88
J2	252/74
J3	321/84
J4	193/46

Para determinar la probabilidad del tipo de mecanismo de falla en esta estación se verifican los criterios expuestos en la tabla 3.10, donde se verifica que la rotura por cuña es la que cumple todas las condiciones.

Tabla 3.10 Mediadas estructurales de las discontinuidades del Talud 19+980. Fuente: Autor.

19+980	
Rotura Planar.	
a) El Angulo de buzamiento del Talud > Angulo de buzamiento del plano de Falla > Angulo de fricción.	No Cumple
b) El Angulo de buzamiento del talud debe ser mayor que el ángulo de la línea de intersección.	No Cumple
c) El ángulo de la intercepción debe ser mayor que el ángulo de fricción,	No Cumple
Rotura por Cuña.	
a) El rumbo de intersección debe ser aproximadamente igual a la del buzamiento de la cara del Talud	Cumple
b) El Angulo de buzamiento del talud debe ser mayor que el ángulo de la línea de intersección.	Cumple
c) El ángulo de la intercepción debe ser mayor que el ángulo de fricción	Cumple
Rotura por Volcamiento.	
a) Discontinuidad buza hacia dentro del talud	No Cumple
b) Azimut talud \approx Azimut plano $\pm 30^\circ$ (empírico)	No Cumple
c) $(90 - \Psi_p) < (\Psi_f - \phi)$	Cumple

En la representación estereográfica del macizo rocoso del talud 19+980 mostrada en la figura 3.24, se corrobora la probabilidad de falla por cuña debido a que las discontinuidades J3 y J4 se intersectan creando una posibilidad que se produzca una falla por cuña verificando lo ya mencionado según los criterios propuesto por Tuner y Schuster.

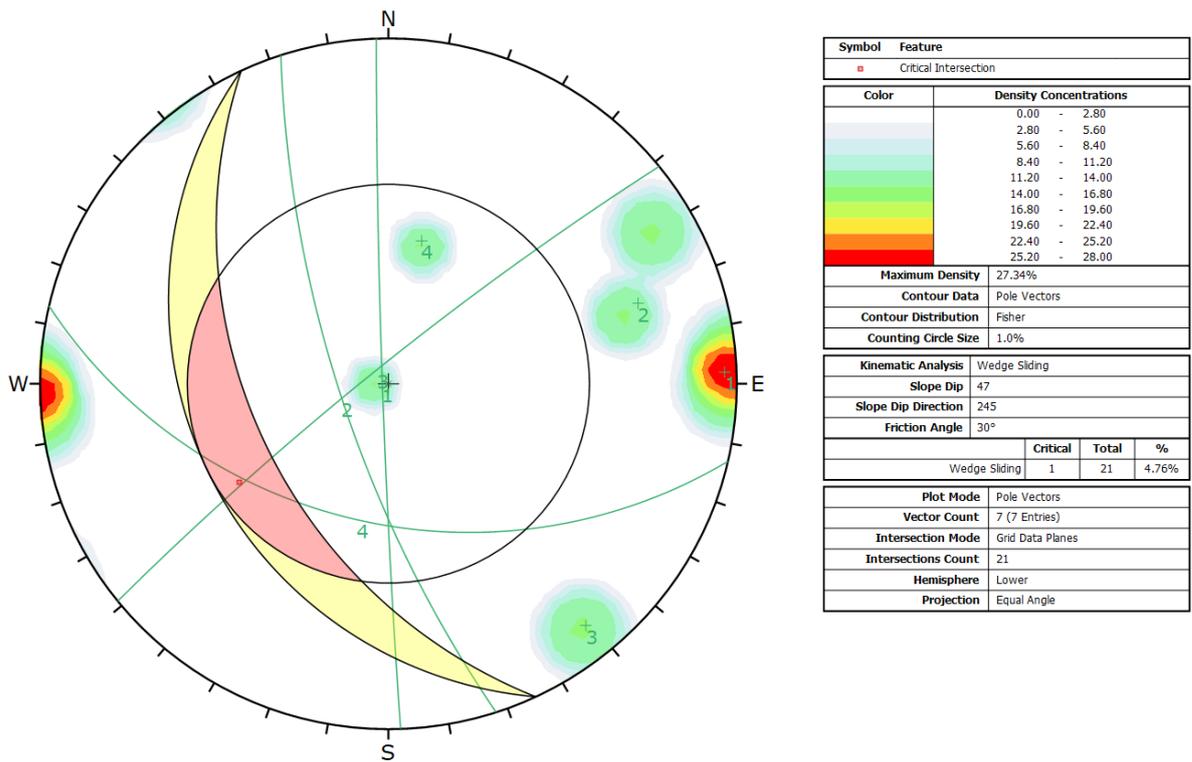


Figura 3.24. El análisis de deslizamiento en cuña indica inestabilidad de talud 19+980.

Fuente: Autor.

3.1 Métodos empíricos

Estos métodos son utilizados en los análisis de taludes de macizos rocosos, básicamente emplea parámetros relacionados a las características físicas de la roca, en esta sección se analiza las técnicas RMR de Bieniawski, SMR de Romana y Q-Slope de Barton.

3.1.1 SMR (Slope Mass Rating)

El cálculo del SMR requiere de los parámetros F1, F2, F3 Y F4, los mismos que fueron encontrados mediante los datos obtenidos en campos y mediante la utilización del software SMRTool.

Talud 7+900

El cálculo para obtener el valor del RQD está dado por el número de fracturas en un metro, para la estación 7+900 el valor obtenido es 75%. Con respecto a la presencia de agua, los taludes son húmedos debido a que la zona presenta abundante vegetación.

En cuanto al RMR en la tabla 3.11 se muestra la valoración de cada parámetro requerido, los mismo que se encuentran detallados en la metodología. El RMR calculado es de 44, valor que permite clasificar el macizo como clase III o regular.

Tabla 3.11 Valoración para el cálculo del RMR talud 7+900. Fuente: Autor.

7+900		
PARÁMETRO	RANGO	VALORIZACIÓN
Resistencia de la roca	50 MPa	7
Índice R.Q.D.	75%	13
Separación de juntas	0,5 m	10
Persistencia de junta	4 - 5 m	2
Apertura de juntas	>5 mm	0
Rugosidad (JRC)	Ligeramente rugosa	2
Relleno de juntas	>5 mm	0
Alteración del macizo	Moderadam.Alterado	3
Presencia de agua	Húmedo	7
TOTAL		44
Clasificación	CLASE Calidad	III Regular

Para calcular el SMR, se determinaron los factores F1, F2, F3 y F4 cuya valoración se expresa en la tabla 3.12, Adicionalmente en la figura 3.25 se muestran estos factores calculados por el software SMRTool, corroborando los valores calculados manualmente con los criterios de Romana (1985). Con el cálculo de SMR se establece que el Talud 7+900 corresponde a una clase V definida como muy mala.

Tabla 3.12. Valoración SMR. Fuente Autor.

7+900	
Descripción	Valoración
RMR basico =	44
F1=	0.7
F2=	1
F3=	-60
F4=	15
SMR=	17

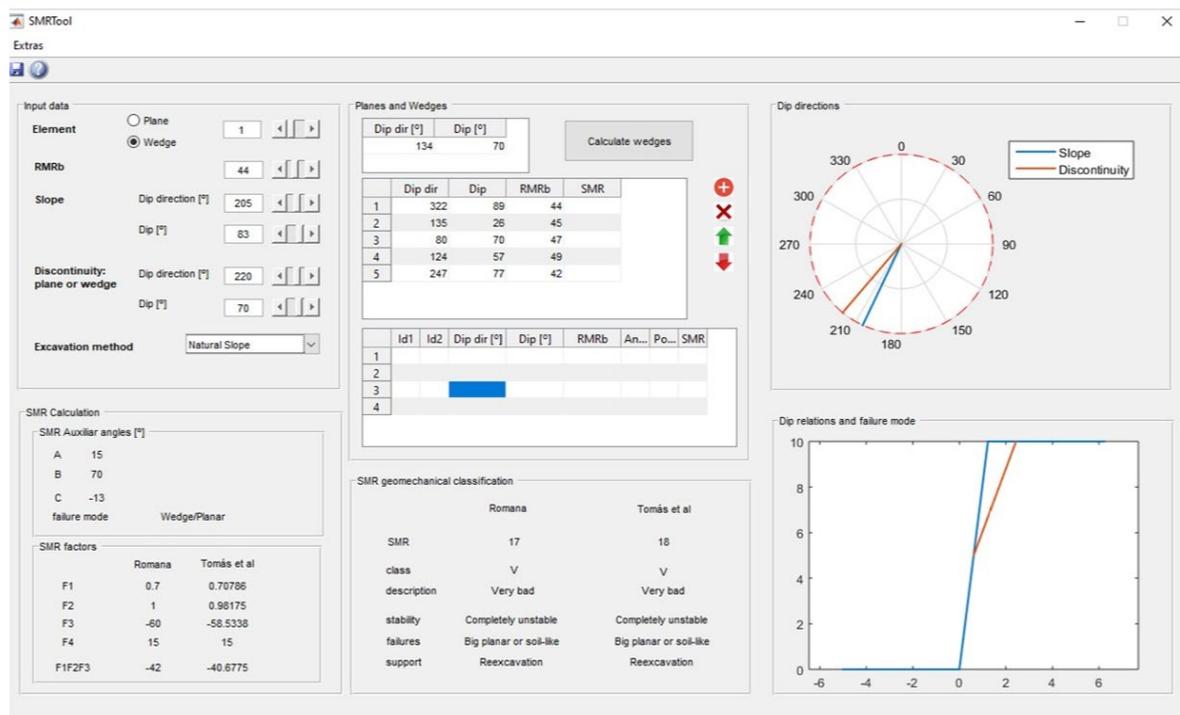


Figura 3.25 Estación 7+900 cálculo del SMR utilizando el software SMRTool.

Fuente: Autor.

Talud 19+980

Para el cálculo del RMR es necesario conocer el RQD del talud el mismo que es de 74%, obteniendo así una valoración de 13 para el cálculo del RMR, las valoraciones restantes dependen básicamente del trabajo de campo ejecutado. En la tabla 3.13 se muestran los parámetros, rangos, valoración y el cálculo del RMR que para esta estación es 51, clasificando al macizo rocoso como clase III.

Tabla 3.13 Valoración para el cálculo del RMR talud 19+980. Fuente: Autor.

19+980		
PARÁMETRO	RANGO	VALORIZACIÓN
Resistencia de la roca	50 MPa	4
Índice R.Q.D.	75%	13
Separación de juntas	0,5 m	8
Persistencia de junta	2 m	4
Apertura de juntas	1 mm	4
Rugosidad (JRC)	Ligeramente rugosa	2
Relleno de juntas	Ninguno	6
Alteración del macizo	Moderadam.Alterado	3
Presencia de agua	Húmedo	7
TOTAL		51
Clasificación	CLASE Calidad	III Regular

Los parámetros obtenidos para el cálculo del SMR del talud 19+980 se presentan en la tabla 3.14, obteniendo un valor de 40 correspondiente a la clase IV considerada como Mala.

Tabla 3.14 Valoración SMR. Fuente Autor.

19+980	
Descripción	Valoración
RMR básico =	60
F1=	0.7
F2=	1
F3=	-50
F4=	15
SMR	40

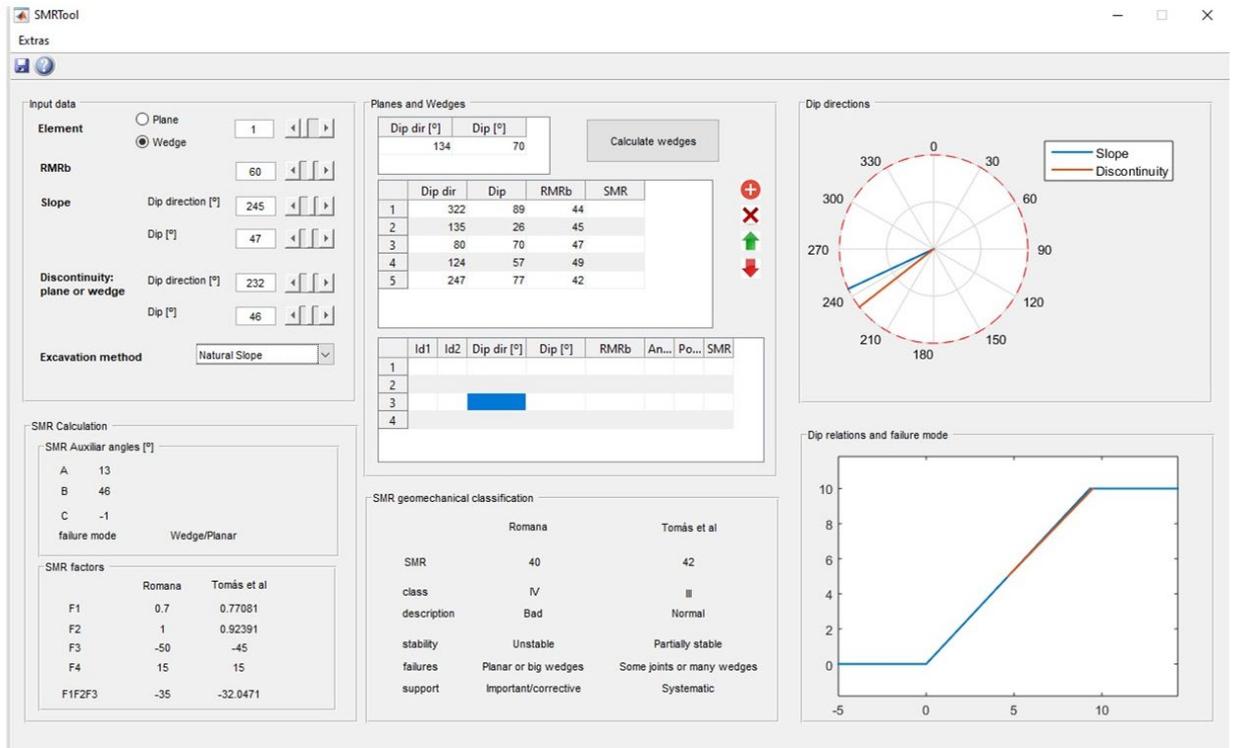


Figura 3.26 Estación 19+980 cálculo del SMR utilizando el software SMRTool. Fuente: Autor.

3.1.2.2. Q-Slope

Talud (7+900)

Otro parámetro empírico calculado en las estaciones mecánicas sujeto a estudio es el Q-Slope de Baton y Bar (2017). Para este fin, se llevó a cabo la valorización de las características de la roca como se evidencia en la tabla 3.15, llegando a obtener los valores de Q=1. Con este parámetro y el ángulo de buzamiento del talud se puede determinar según Barton y Bar (2017) la estabilidad del talud, que en este caso se encuentra inestable.

Tabla 3.15 Valoración y cálculo Q-Slope. Fuente: Autor.

ESTACIÓN 7+900		
PARAMETRO	RANGO	VALORACION
RQD	Media	75
Jn	Tres familias	9
Jr	Ondulada / Rugosa o irregular	3
Ja	Soldada, dura, no reblandecible o relleno impermeable	5
Jw	Excavación seca o filtraciones pequeñas locales	1

SRF	Desprendimientos, juntas abiertas, gran fracturación o cubitos de azúcar', etc. (a cualquier profundidad).	5
Indice de Q	$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$	1

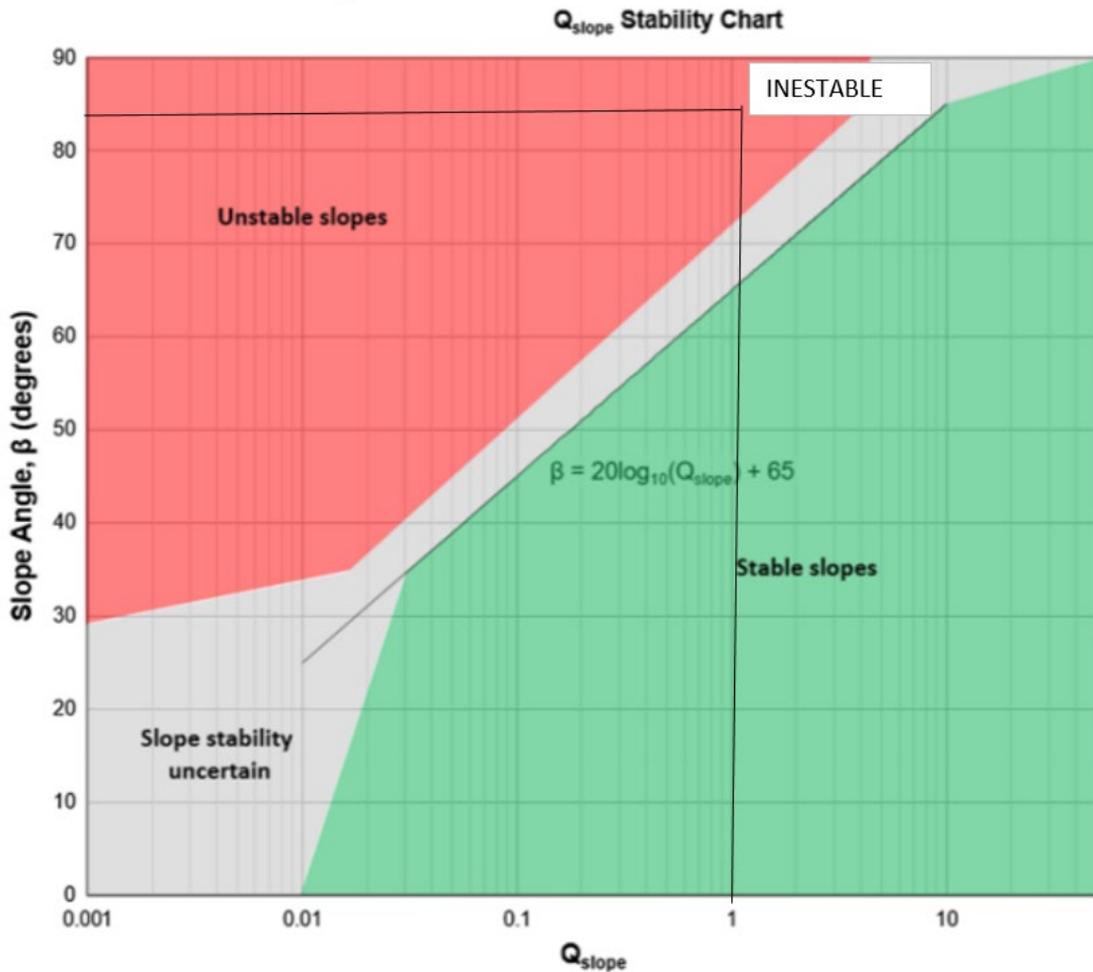


Figura 3.27 Estabilidad del talud Estación 7+900 por medio del método empírico Q - slope. Fuente: Autor.

Talud 19+980

El cálculo del Q-Slope para el talud 19+980, fue determinado de la misma forma que la estación anterior. Las valoraciones se encuentran mostradas en la tabla 3.16, obteniendo un valor de Q= 3.95 que al ser interceptado con el buzamiento del talud en la gráfica de Barton y Bar (2017) determina que le talud es estable.

Tabla 3.16 Valoración y cálculo Q-Slope. Fuente: Autor.

ESTACION 19+980		
PARAMETRO	RANGO	VALORACION
RQD	Media	74
J _n	Cuatro o más familias, ocasionales o roca muy fracturada	15
J _r	Ondulada/Lisa	3
J _a	Soldada, dura, no reblandecible o relleno impermeable	0,75
J _w	Excavación seca o filtraciones pequeñas locales	1
SRF	Desprendimientos, juntas abiertas, gran fracturación o 'cubitos de azúcar', etc. (a cualquier profundidad).	5
Indice de Q	$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$	3,95

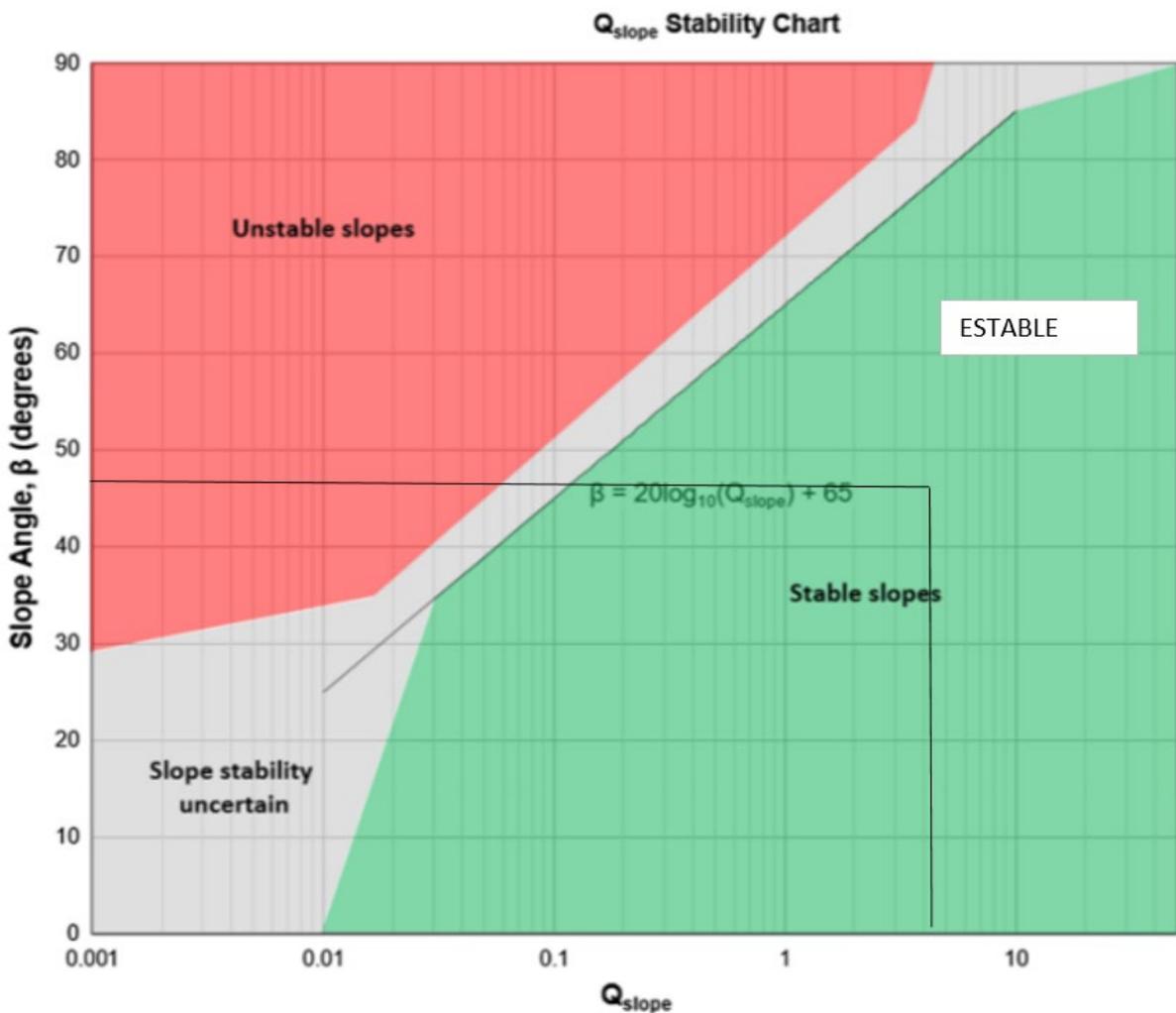


Figura 3.28 Estabilidad del talud Estación 19+980 por medio del método empírico Q - slope. Fuente: Autor.

El resumen de los resultados obtenidos de todos los métodos empíricos para los taludes 7+900 y 19+980 se ilustran en la tabla 3.17, permitiendo evidenciar que la calidad del macizo 7+900 es inferior al 19+980, por lo que se determina la inestabilidad de esta estación.

Tabla 3.17 Resumen de resultados de los métodos empíricos de los taludes 7+900 y 19+980. Fuente Autor.

METODO EMPIRICOS	7+900		19+980	
	Valor	Resultado	Valor	Resultado
RMR	44	Regular	51	Regular
SMR	17	Muy Mala	40	Mala
Q-SLOPE	1	Inestable	3,95	Estable

3.2 Factor de Seguridad

Los factores de seguridad de los taludes en roca 7+900 y 19+980 fueron analizados y calculados mediante el empleo del software Swedge. En el caso de los taludes de suelo ubicados en las abscisas 25+280 y 63+040 se utilizó el software Geo Slope (2012).

3.2.1 Talud de roca 7+900

Para llevar a efecto este cálculo se utilizó los parámetros como: datos estructurales de las discontinuidades que producen la cuña, ángulo de fricción, peso unitario, geometría del talud y condiciones sísmicas a las que son sometidas los taludes.

Los valores de resistencia de cohesión y fricción fueron estimados a partir de Hoek & Bryan (1981). Para el talud 7+900 la cohesión asumida es de 40 Kpa y el ángulo de fricción de 27°.

Para poder continuar con el proceso se necesita otros parámetros de la roca, como es el peso específico, el macizo rocoso está conformado por areniscas cuyo peso específico se encuentran en el rango de 23 y 26 kN/m³ según Vallejo (2002), el valor utilizado es de 24 kN/m³. En la tabla 3.18 se muestra los parámetros de entrada del software Swedge con su respectiva fuente. Además, se realiza una comparación de los análisis estático y seudoestático.

Tabla 3.18 Parametros de entrada del software Swedge del talud 7+900.

Parámetros de entrada talud 7+900			
Descripción	Valor	Unidad	Fuente
Cohesión	40	Kpa	Hoek & Bryan (1981)
Ángulo de fricción	27	grados	Hoek & Bryan (1981)
Altura del talud	88.84	m	Suelcon & Asf
Peso específico	24	kN/m3	Vallejo (2002)
Junta de intersección 1	157/86	grados	Autor
Junta de intersección 2	283/75	grados	Autor
Cara superior	230/15	grados	Autor
Cara del talud	205/83	grados	Autor
Factor sísmico	0.25	-	Manual Chileno de Carreteras (2002)

Una vez colocado los datos de entrada en el software Swedge, se obtiene los factores de seguridad de 1.008 (estático) y 0.7946 (seudoestático), evidenciando la inestabilidad del talud como se observa en las figuras 3.29 y 3.30.

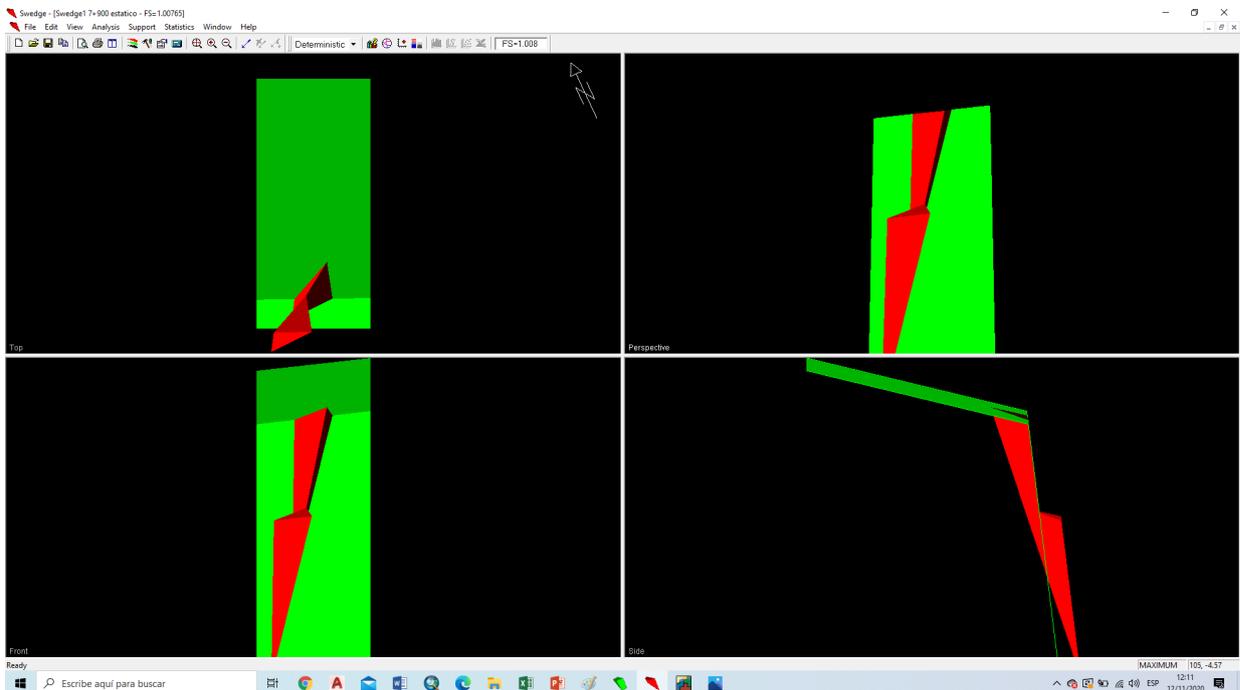


Figura 3.29 Calculo de estabilidad del macizo rocoso correspondiente a la abscisa (7+900) análisis estático. Fuente: Autor.

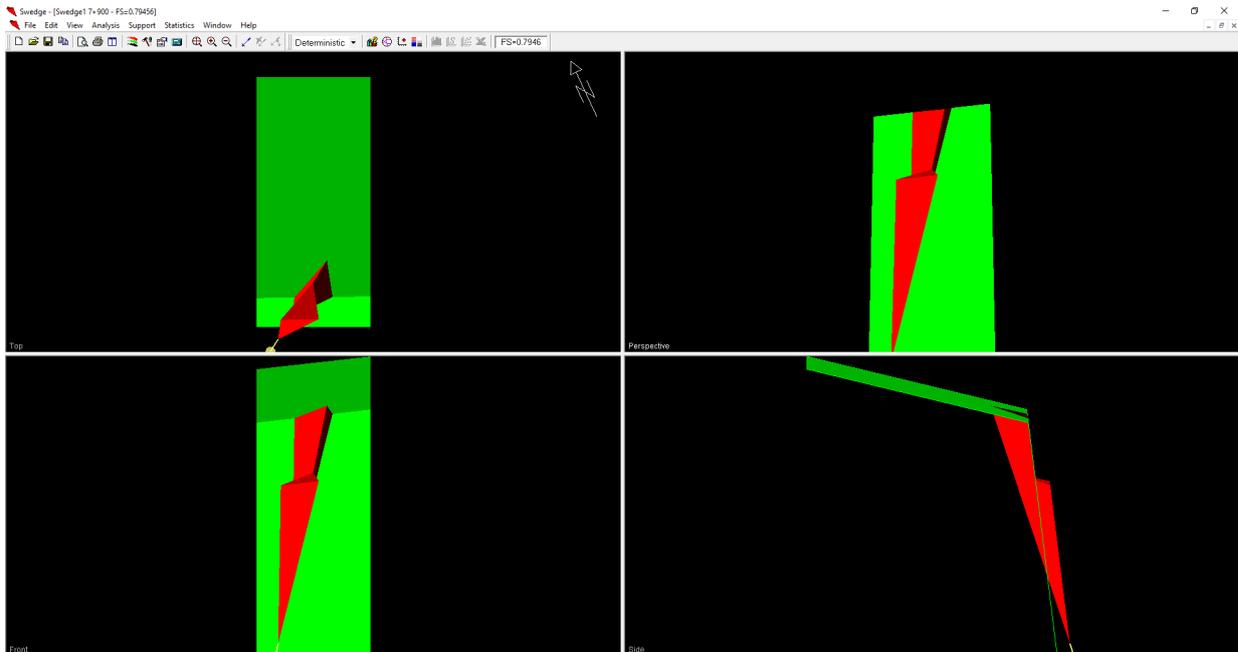


Figura 3.30 Calculo de estabilidad del macizo rocoso correspondiente a la abscisa (7+900) análisis seudoestático. Fuente: Autor.

3.2.2 Talud de roca 19+980

Los parámetros de resistencias para talud 19+980 fueron estimados de igual forma que el primer talud. Estos parámetros de entrada empleados en el Swedge se muestran en la tabla 3.19. Además, se realiza una comparación de los análisis estático y seudoestático.

Tabla 3.19 Parametros de entrada del software Swedge del talud 19+980.

Parámetros de entrada talud 19+980			
Descripción	Valor	Unidad	Fuente
Cohesión	40	Kpa	Hoek & Bryan (1981)
Ángulo de fricción	30.5	grados	Hoek & Bryan (1981)
Altura del talud	55.03	m	Suelcon & Asf
Peso específico	24	kN/m3	Vallejo (2002)
Junta de intersección 1	321/84	grados	Autor
Junta de intersección 2	193/46	grados	Autor
Cara superior	220/8	grados	Autor
Cara del talud	245/87	grados	Autor
Factor sísmico	0.25	-	Manual Chileno de Carreteras (2002)

Luego de introducir los datos de entrada en el software Swedge se obtiene los factores de seguridad de 2.328 (estático) y 1.648 (seudoestático), determinando que este

macizo rocoso se encuentra en condiciones estables como se aprecia en las figuras 3.31 y 3.32.

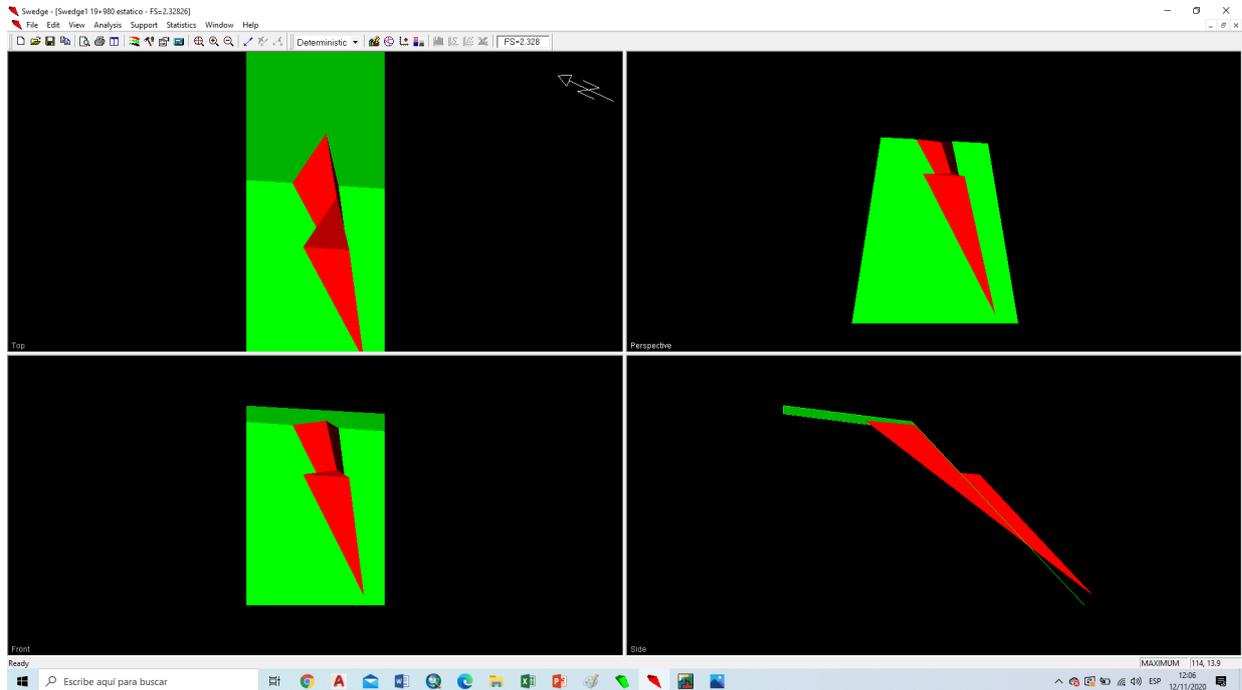


Figura 3.31 Cálculo de estabilidad del macizo rocoso correspondiente a la abscisa (19+980) análisis estático. Fuente: Autor.

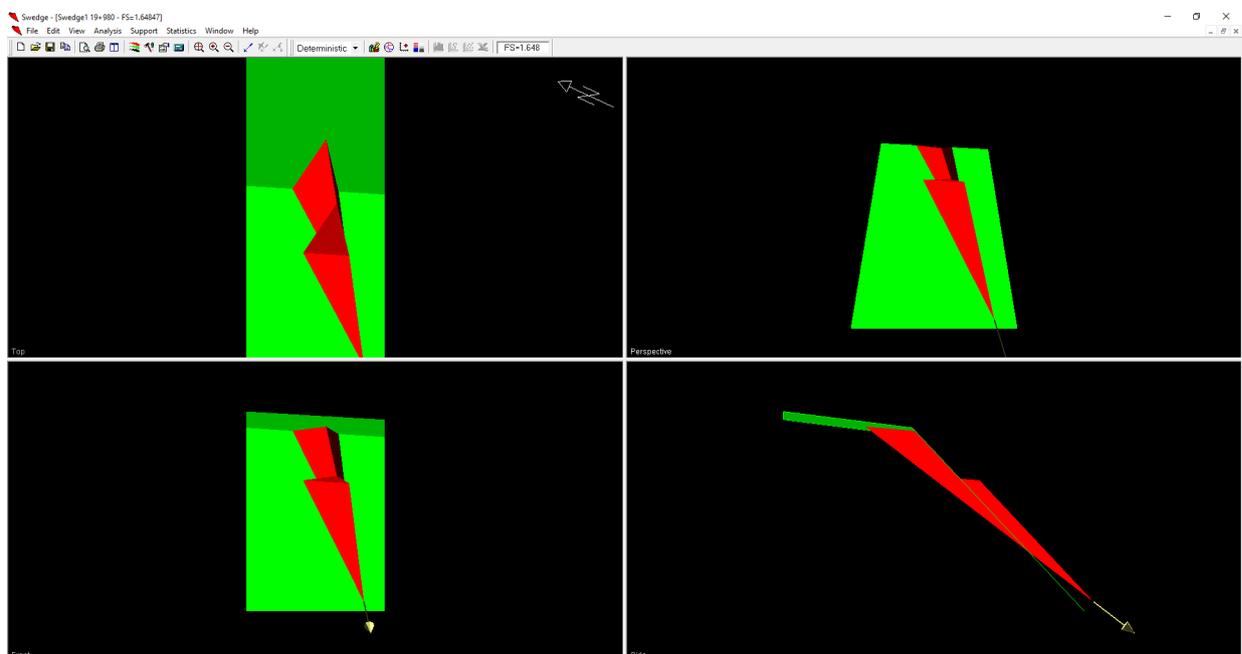


Figura 3.32 Cálculo de estabilidad del macizo rocoso correspondiente a la abscisa (19+980) análisis seudoestático. Fuente: Autor.

3.2.3 Talud de suelo 25+280

Para llevar a efecto el cálculo del factor de seguridad se utilizó los parámetros de resistencia como cohesión, ángulo de fricción, además de peso unitario, geometría del talud y condiciones sísmicas a las que son sometidas los taludes, permitiendo obtener un FS=2.862. Además, se realiza una comparación de los análisis estático y pseudoestático.

Los valores de entradas utilizados en el software Geo Slope se detallan en la tabla 3.20.

Tabla 3.20 Parametros de entrada del software Geoslope del talud 25+280.

Parámetros de entrada talud 25+280			
Descripción	Valor	Unidad	Fuente
Cohesión	100.4	Kpa	Suelcon & Asf
Ángulo de fricción	11.21	grados	Suelcon & Asf
Altura del talud	22.16	m	Suelcon & Asf
Peso específico	19.21	kN/m ³	Suelcon & Asf
Factor sísmico	0.25	-	Manual Chileno de Carreteras (2002)

El talud 25+280 es considerado estable, ya que los factores de seguridad calculados para el análisis estático son de 5.040 y para el análisis pseudoestático es de 2.862 como se muestra en las figuras 3.33 y 3.34.

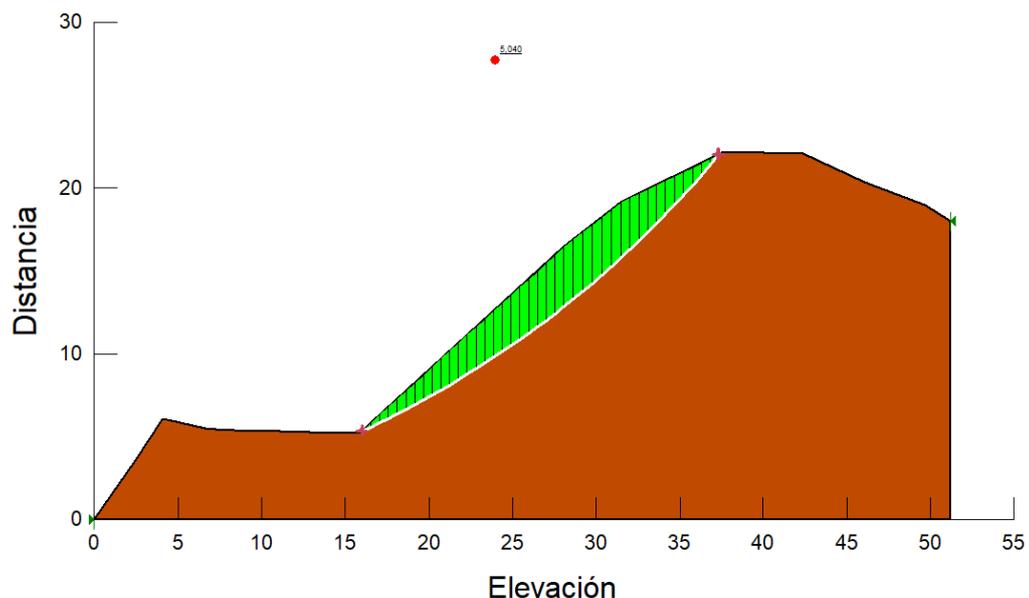


Figura 3.33 Cálculo de estabilidad del talud correspondiente a la abscisa 25+280 análisis estático. Fuente: Autor.

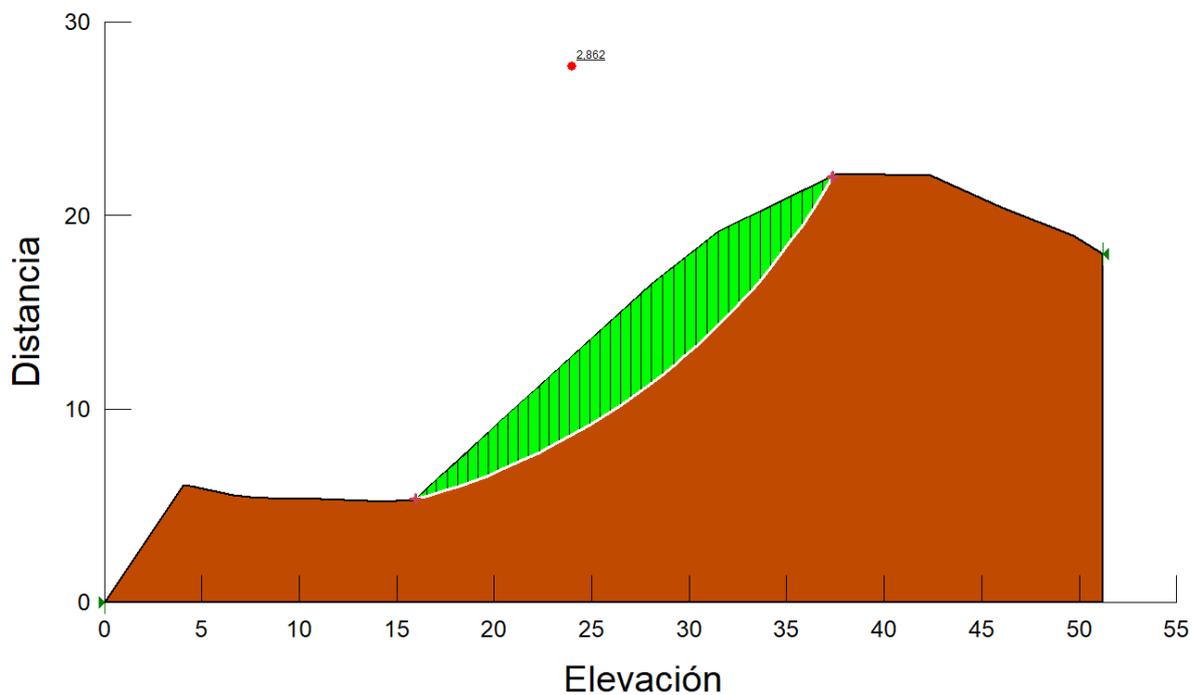


Figura 3.34 Cálculo de estabilidad del talud correspondiente a la abscisa 25+280 análisis seudotestático. Fuente: Autor.

3.2.4 Talud de suelo 63+040

Para determinar la estabilidad del talud 63+040 mediante el programa computacional Geo Slope (2012), se utilizaron los parámetros de resistencia del suelo obtenidos del ensayo de Triaxial facilitado por la empresa Suelcon & Asf al igual que los resultados del ensayo de peso específico. Los datos de entradas usados en el programa se encuentran en la tabla 3.21.

Tabla 3.21 Parametros de entrada del software Geoslope del talud 63+040.

Parámetros de entrada talud 63+040			
Descripción	Valor	Unidad	Fuente
Cohesión	85.12	Kpa	Suelcon & Asf
Ángulo de fricción	25.59	grados	Suelcon & Asf
Altura del talud	23.23	m	Suelcon & Asf
Peso específico	19.55	kN/m ³	Suelcon & Asf
Factor sísmico	0.25	-	Manual Chileno de Carreteras (2002)

Las condiciones de estabilidad del talud 64+040 son estables, esto se determina en base al cálculo de los factores de seguridad calculado para el análisis estático de 3.410 y para el análisis seudoestático de 2.243 como se indica en las figuras 3.35 y 3.36.

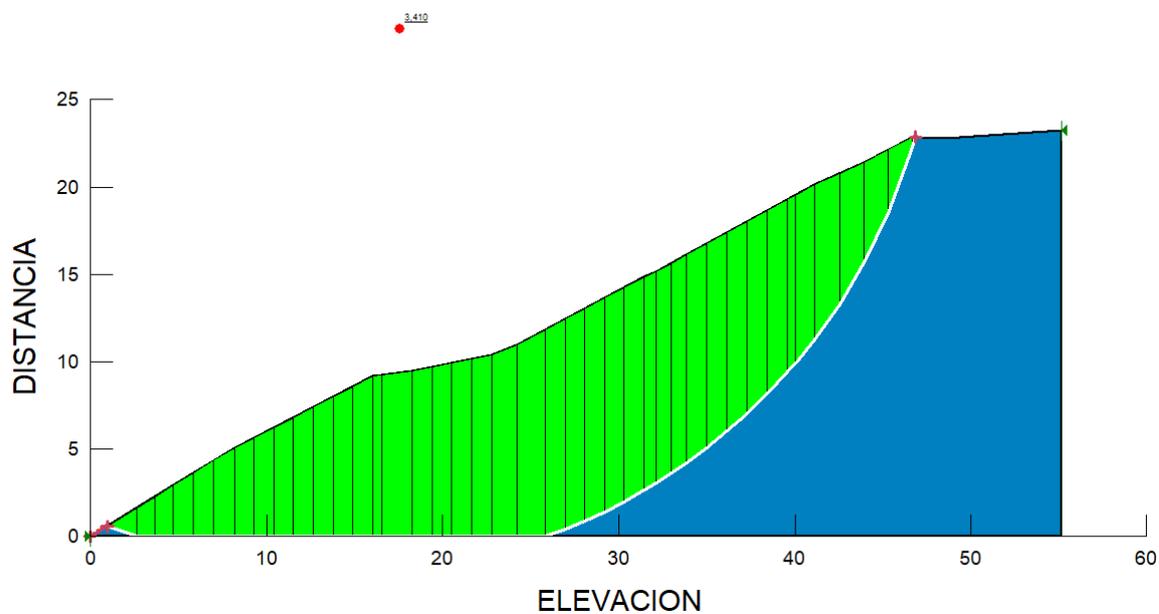


Figura 3.35 Cálculo de estabilidad del talud correspondiente a la abscisa 63+040.

Fuente: Autor.

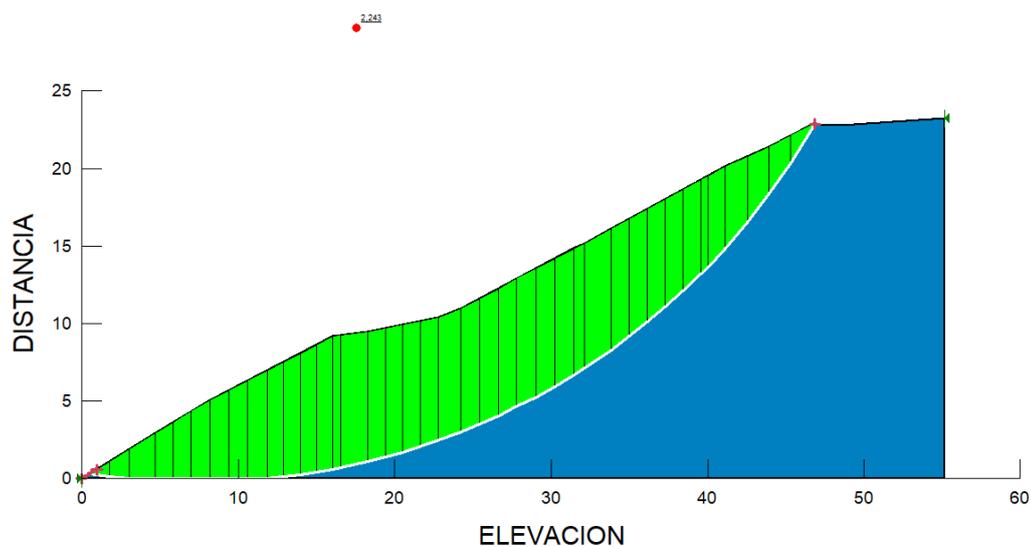


Figura 3.36 Cálculo de estabilidad del talud correspondiente a la abscisa 63+040.

Fuente: Autor.

3.3 Análisis de caída de roca

Los resultados obtenidos del análisis cinemático y del cálculo del factor de seguridad, determinan inestabilidad del talud ubicado en la abscisa 7+900. Por otra parte, la topografía y geometría del talud pueden conllevar a posibles deslizamientos y caídas de bloques. Por lo expuesto, se procedió a determinar parámetros de caídas de roca mediante el empleo del software RocFall colocando la pendiente del talud y las propiedades de los materiales. Se obtiene la simulación de la caída de roca con una velocidad de 1.5 m/s como se muestra en la figura 3.37, en la que se observa que la roca en primera instancia se desliza y posteriormente cae, el punto final de caída corresponde a un punto ubicado a más de la mitad de la vía desde la cara del talud, determinando un posible riesgo existente.

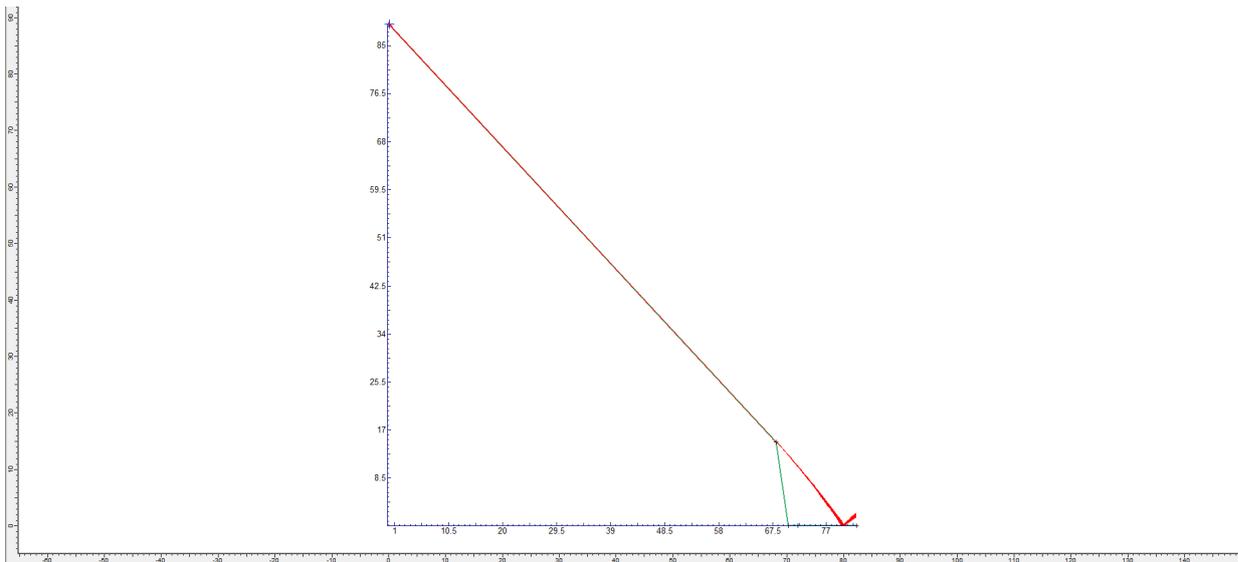


Figura 3.37 Simulación de caída de roca en el talud 7+900. Fuente: Autor.

3.4 Medidas de estabilización

3.4.1 Colocación de barrera

Esta alternativa consiste en colocar una barrera de 15.00 m de altura ubicada a 2.00 metros del pie del talud, el objetivo de esta barrera es impedir que los bloques que pudiesen desprenderse del talud produzcan accidentes y su caída sea en la vía. Esta alternativa se plantea a partir de la simulación de caída de roca mediante rocfall, donde se observa que el deslizamiento de la roca llegaría hasta aproximadamente el 70% de la vía, quedando parcialmente obstaculizada en caso de ser una caída masiva. Al

colocar esta barrera servirá de contención para evitar que los bloques generen daños. En la figura 3.38 se muestra la ubicación de la barrera planteada.

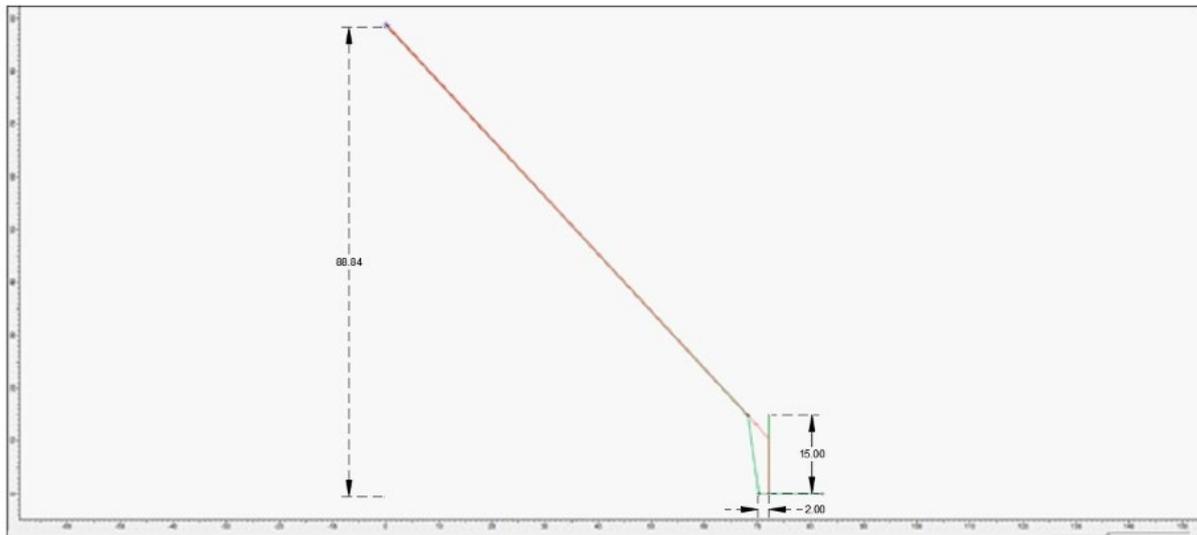


Figura 3.38 Colocación de barrera que protege la caída de rocas talud 7+900

Fuente: Autor.

3.4.2 . Colocación de pernos de anclaje

Para poder proteger la estabilidad del talud, debido a su geometría y pendiente pronunciada, se plantea la colocación de pernos de anclaje que permitan contrarrestar la fuerza y lograr equilibrio para evitar el desprendimiento de bloques.

El diseño de anclaje se ejecuta para el talud 7+900 ya que es considerado inestable y que a su vez falla por cuña. Este diseño se lo ejecuta partiendo de los datos que nos permite obtener el software Swedge y a la vez se complementa de forma analítica corroborando así el diseño planteado.

Se determina la fuerza del perno utilizado, para esto se emplea una ficha técnica que proporciona información básica del perno a usar. Otro método para hallar esta fuerza es mediante fórmula que está en función de la resistencia del acero, el área y el factor de seguridad. Para este análisis se hace uso de la ficha técnica determinando un perno con las características que se encuentran en la tabla 3.22.

Tabla 3.22 Característica del perno.

Diámetro (mm)	Carga de roptura (ton)
25	34.40

Carga nominal del anclaje (T)

$$T = W * \text{sen}\beta$$

$$T = 15224.4 * \text{sen}72$$

$$T = 14479.26\text{ton}$$

Fuerza de empotramiento:

$$FE = Ti * 3$$

En donde:

FE=Fuerza de empotramiento.

$$FE = 34.4 * 3$$

$$FE = 103.5\text{ton}$$

Separación:

$$Sp = \frac{Ti * At}{T}$$

At= Área total.

Ti= Carga del perno.

T= Carga total.

$$Sp = \frac{34.4 * 945.517}{14479.26} = 2.25\text{m}$$

Longitud de empotramiento:

$$LE = \frac{F_E}{u * d_b * \pi}$$

u= Factor contacto lechada.

db= Diámetro del perno.

$$LE = \frac{103.5}{102 * 0.025 * \pi} = 12.92\text{m}$$

Longitud total:

$$LT = L_L + L_E$$

L_L = Longitud Libre.

L_E = Longitud de empotramiento.

$LT = 7.00 + 12.92 = 19.92 \text{ m}$

Tabla 3.23 Resumen de resultados obtenidos.

Descripción	Valor	Unidad
Carga nominal	14479.26	ton
Fuerza de empotramiento	103.5	ton
Separación	2.25	m
Longitud de empotramiento	12.92	m
Longitud total	19.92	m

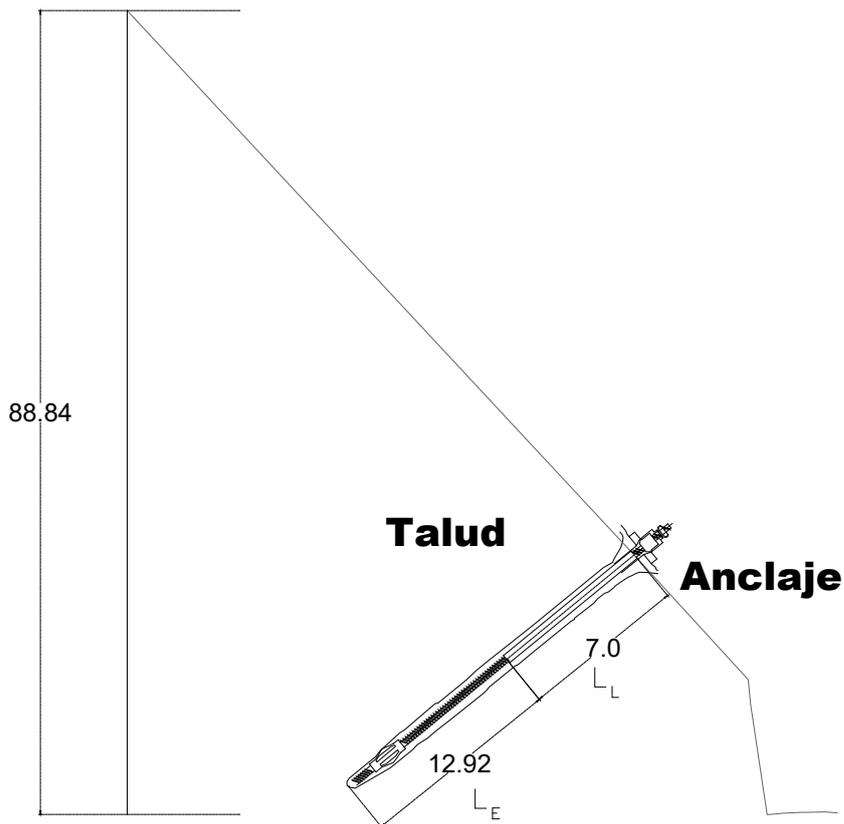


Figura 3.39 Perfil del talud 7+900 con anclaje. Fuente: Autor.

3.5 Selección de alternativa Optima

La alternativa sugerida que considera el uso de una barrera a lo largo del talud no es factible debido que el ancho de vía es de 8.00 m y al colocar esta medida de contención estaríamos reduciendo los carriles, tomando en cuenta que en el diseños geométrico de la vía debería existir cunetas y el espacio de la berma, no se podría realizar una ampliación del terraplén de la vía debido a que se trata de un corte de media ladera y en el margen derecho existe un rio que impediría dicha activad, adicionalmente la barrera debería tener una altura de 15,00 metros para poder contener las rocas que pudiesen desprenderse, resultando una alternativa no viable. Tomando en cuenta lo antes expuesto la alternativa que consiste en la utilización de pernos de anclajes sería la más Óptima para estabilizar la cuña del talud 7+900. En el caso de las posibles caídas de roca se plantea en uso de cortinas de guiado de acero de alta resistencia a lo largo del talud permitiendo controlar los desprendimientos y encaminarlos a la zona de recepción.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Las características geomecánicas de los taludes en roca 7+900 y 19+980 de la vía Garrapata – Santa María, están asociadas directamente con los factores geológicos, datos estructurales y parámetros de resistencia de los macizos rocosos. Estos taludes están conformados por arenisca de color café claro con intercalaciones de arcillas, pertenecientes a la formación Borbón.
- Las clasificaciones geomecánicas determinan que los macizos rocosos son de clase III, indicando que se trata de calidad regular.
- Los taludes 7+900 y 19+980 presentan un potencial mecanismo de rotura por cuña. Sin embargo, solo el talud 7+900 presenta inestabilidad debido a que el factor de seguridad es de 0.7946.
- En el caso del talud 7+900 que es considerado inestable, se planteó como alternativa de remediación la instalación de anclajes con la carga requerida para estabilizar la cuña obteniendo un factor de seguridad de 1.90.
- El talud 19+980 es estable, sin embargo, es necesario que en las zonas donde haya bloques sueltos estos sean retirados a lo largo del talud, para evitar posibles caídos de roca.
- La caracterización geotécnica de los taludes de suelos 25+280 y 63+040 se realizó a partir de ensayos previamente obtenidos por la empresa Suelcon & Asf. Permitiendo establecer una columna litología identificando al talud 25+280 como un limo inorgánico de baja plasticidad, mientras que talud 63+040 está conformado por un material arcillo de baja plasticidad denominado CL según la clasificación SUCS.
- La estabilidad de los taludes de suelos está dada básicamente de los parámetros de resistencia, geometría y el factor de sismo utilizados, ambos taludes analizados por el método Morgenstern y Price muestran ser estables, obteniendo factores de seguridad de 2.862 en el talud 25+280 y 2.243 en el talud 63+040.
- A pesar de que los taludes 25+280 y 63+040 son considerados estables, se considera que es necesario medidas preventivas como implementación de cunetas que permita evacuar el agua proveniente de los taludes en época invernal.

Recomendaciones

- Ejecutar un análisis probabilístico a los taludes, considerando como factor distintos niveles freáticos, a través de FEA (finito element analysis).
- Para lograr un estudio más profundo, se puede realizar los ensayos de geofísica, para así obtener diferentes parámetros y poder determinar el componente sísmico vertical.
- Se recomienda determinar la estabilidad de los taludes sujetos a estudios aplicando métodos numéricos, permitiendo realizar una comparación con el método de equilibrio límite para observar las variaciones en el cálculo del factor de seguridad.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar Falconi, R. (2017). Peligrosidad sísmica de la costa norte de Ecuador y el terremoto de Pedernales de 2016. *Revista Geofísica* 67, 9-24.
- Bojorque Iñiguez, J. (2016). Análisis dinámico de estabilidad de taludes por medio de elementos finitos. *MASKANA*, 7(2), 167-180.
- Das, B. M. (2013). *Fundamentos de ingeniería técnica*. cuarta edición.
- Hoek, E., & Brown, E. E. (1997). Practical Estimates of Rock Mass. *Practical Estimates of Rock Mass*, 34(8), 1165-1186,.
- Rodríguez Rivera, A. (2013). *Generación de Geoinformación para la gestión del territorio a nivel nacional. Escala 1: 25 000*".
- Sagaseta, C., Sanchez, J. M., & Cañizal, J. (2001). A general analytical solution for the required anchor force. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 38, 421–435.
- Vera Macías, L. R., Hernández Jiménez, A., Mesías Gallo, F. W., Cedeño Sacón, Á. F., Guzmán-Cedeño, Á. M., Ormaza Cedeño, K. P., & López Alava, G. A. (2019). Principales suelos y particularidades de su formación del sistema Carrizal Chone, Manabí, Ecuador. *Cultivos Tropicales*, 40(2).
- Ahadi, D., & Farjam, L. (2018). Utilization of the Q-slope Empirical Classification System in Jointed Rock Slopes: *Journal of Geotechnical Geology*, 193-196.
- Alva Hurtado, J. E., & Macazana Erique, R. H. (2010). Diseño de anclajes del puente provisional Yanango.
- Baldock, J. W. (1983). Geología del Ecuador: Boletín Explicativo del Mapa Geológico de la República del Ecuador. *Dirección General de Geología y Minas*.
- Barton, N., & Bar, N. (2015). Introducing the Q-slope method and its intended use within civil. *EUROCK 2015 & 64th Geomechanics Colloquium. Schubert & Kluckner (ed.)*, 157-162.
- Bieniawski, Z. T. (1976). Rock mass classification in rock engineering. In: Bieniawski ZT (ed). *Proceeding of the Symposium Exploration for Rock Engineering. Johannesburg*, 97-106.
- Bojorque Iñiguez, J. (2016). Análisis dinámico de estabilidad de taludes por medio de elementos finitos. *Maskana*, 7(2), 167-180.

- Bojorque, J. (2011). Métodos para el análisis de la estabilidad de pendientes. *Revista semestral de la DIUC*, 1-16.
- Bonifaz García, H., & Haro Lescano, J. (2017). Tipos de perfil de suelo para diseño sísmico en Manta, Portoviejo, Chone y Bahía de Caráquez ciudades afectadas por el sismo del 16 Abril del 2016. *Universidad Central del Ecuador and Universidad de Las Fuerzas Armadas*, 1-17.
- Botero, E., Flores Berrones, R., Romo, M. P., & Mendez, B. C. (2011). Nuevo metodo de diseño sísmico para cortinas de tierra y enrocamiento y de taludes. *Tecnología y Ciencias del Agua, antes Ingeniería hidráulica en México*,, 177-200.
- Bristow, C. R., & Hoffstetter, R. (1977). *Lexique stratigraphique international: Ecuador*. C.N.R.S. Paris: Amérique Latine.
- Camacho Tauta, J., Reyes Ortiz, O., Nieto Leal, A., Millán Montejó, S., & Rincón Morantes, F. (2009). Resistencia al corte en discontinuidades con diferentes grados de rugosidad. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 55-70.
- Cañas Vesga, D. E. (2013). *Anclajes en la mecánica de rocas con aplicación a túneles*. Bogotá, Colombia .
- Centro del Agua y Desarrollo Sustentable, C.-E. (2013). *Análisis de vulnerabilidad del cantón Chone. Perfil Territorial 2013*. Quito: 2012.
- Chunga, K. (2014). *Estudio de Geología de superficie par el proyecto "Estudio de EIA para la construcción del muelle de la empresa IDEAL en Jaramijo, Manabí"*. Guayaquil.
- Chunga, K., Michetti, A. M., Mulas, M., Besenon, D., Livio, F., Ferrario, M. F., . . . Ochoa, F. (2017). Intensidad Macrosísmica ESI-07 y efectos geológicos del terremoto de Pedernales del 16.04.2016 (Mw 7.8). *VIII Jornada en Ciencias de la tierra*.
- Deere, D. U., & Deere, D. W. (1988). The Rock Quality Designation (RQD) Index in Practice. *Rock Classification Systems for Engineering Purposes*, 91-101.
- D'Ercole, R., & Trujillo, M. (2003). *Amenazas, vulnerabilidad, capacidades y riesgo en el Ecuador*. Quito.
- Enríquez Villarreal, J. W., & Espinosa Quinde, M. A. (2018). Análisis Tectono-Estatigráfico de la cordillera costera entre las poblaciones de Jipijapa y La Rinconada.

- Enriquez Villarreal , J. W. (2018). Analisis Tectono-Estatigrafico de la cordillera costena entre las poblaciones de Jipijapa y La Rinconada.
- Gonzalez de Vallejo , L. I. (2002). *Ingenieria Geologica*. Madrid.
- Gonzalez de Vallejo , L. I. (2002). *Ingenieria Geologica*. Madrid: Pearson Educacion.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson educación.
- Grazón , J., & Torrijo, F. (2018). Análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por vuelco (toppling). *Universitat Politècnica de València. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos - Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports*, 1-8.
- Hack , R., Alkema, D., Kruse, G. M., Leenders, N., & Luzi, L. (2007). Influence of earthquakes on the stability of slopes. *Engineering Geology* 91, 4-15.
- Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. *Geotechnique*, 1878-223.
- Hoek, E., & Brown , E. T. (1997). Estimación de la resistencia de macizos rocosos en la práctica. La Serena.
- INEC. (2010). *Resultado del censo de Poblacion y Vivienda 2010*. Obtenido de <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/wp-content/descargas/Manualateral/Resultados-provinciales/manabi.pdf>
- Japon, A. d. (1984). *Serie de Trabajos de tierras en carreteras manual de proteccion de taludes*. TOKYO,.
- Martínez, R., Barrera, S., & Gómez, P. (2011). El método pseudoestático de estabilidad en presas: un análisis crítico. *Obras y Proyectos* 9, 30-37.
- Minero, I. G. (2006). *Manual de Ingenieria de Taludes*. Madrid.
- Musante, H. (1979). Estabilidad sismica de taludes arenosos: Método simplificado. *Revista del IDIEM*, 58-68.
- NEC Peligro sismico diseño sismico resistente*. (2014).
- Onouchi, Y. (Mayo de 1984). Manual de protección de Taludes. Tokyo, Japon: Asociación de carreteras del Japon Masonic 39 mori building.
- Pesantez Sarmiento, J. (2010). Analisis e interpretacion del Metodo Unificado de Equilibrio Limite en la evaluacion de estabilidad de taludes.
- Ramirez Oyanguen, P., & Alejano Monge, L. (2004). *Mecanica de Rocas: Fundamentos e Ingenieria de taludes*.

- Ramirez Oyanguren, P., & Alejano Monge, L. (2004). *Mecanica de Roca: Fundamentos e Ingenieria de Taludes*.
- Ramirez, R., Barrera, S., & Gómez, P. (2011). El método pseudoestático de estabilidad en presas: un análisis crítico. *Obras y Proyectos*, 30-37.
- Reyes, P., & Michaud, F. (2012). Mapa Geológico de la Margen Costera Ecuatoriana (1500000) EPPetroEcuador-IRD (eds). Quito Ecuador.
- Rodríguez Rivera, A. (2013). *Generacion de Geoinformacion para la Gestion del territorio a nivel nacional. Escala 1: 25 000*. Chone.
- Romana, M. (1993). A geomechanical classification for slopes: Slope Mass Rating: Principles, Practice and Projects. *Rock Testing and Site Characterization*, 575-600.
- Romana Ruiz, M., Serón Gáñez, J. B., & Montalar Yago, E. (2001). La clasificación geomecánica SMR aplicación experiencias y validación. *V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, 393-404.
- Sanhueza Plaza, C., & Rodriguez Cifuentes, L. (2013). Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de la Construcción*, 12(1), 17-29.
- Sobarzo, V., Villalobos, F., & King, R. (2011). Estudio de la estabilidad de taludes en roca meteorizada de la formación Quiriquina. *Obras y proyectos*, 38-48.
- Stead, D., Benko, B., Eberhardt, E., & Coggan, J. S. (2000). Mechanism of failure of complex landslides: A Numerical Modelling Perspective. *8th International symposium on landslides, Cardiff*, 1401-1406.
- Suarez Diaz, J. (2009). *Deslizamiento: Analisis Geotecnico* (Vol. 1). Bucaramanga, Colombia: Ediciones de Publicaciones UIS.
- Suarez, J. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga: Ingeniería de Suelos Ltda.
- Suarez, J. (2009). *Deslizamientos, Tecnicas de Remediacion* (Vol. 2). Bucaramanga, Colombia: Division de Publicaciones.
- Suarez, Jaime. (2009). Comportamiento Sísmico de los taludes.
- Tomás, R., Romana, M., & Serón, J. (2017). Revisión del estado actual de la clasificación geomecánica Slope. *Ingeniería Civil*, 53-60.

Valiente Sanz, R., Salvador Sobrecases, M., & Díaz Orrego, A. (2015). Estabilidad de Taludes: Conceptos Básicos, Parámetros de Diseño y Métodos de Cálculo. *CIVILIZATE*, 50-54.

Xiangyue Li, L. E.-M.-A. (2011). Evaluación de efectos de sumersión en la estabilidad de taludes. *Tecnología y ciencias del agua*, 149-165.

Yepes, V. (2016). *Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención*. Valencia, España: Universitat Politècnica de València.

APÉNDICES

APÉNDICE A

Ensayos geotécnicos de los taludes de suelos.



SUELCON & ASF

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO & ASFALTO

“ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA
VÍA GARRAPATA - SANTA MARÍA DE LA PROVINCIA DE MANABÍ”

PROFUNDIDAD (m)	ESTATIGRAFIA		DESCRIPCION	SPT N. DE GOLPES	ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR					ENSAYOS DE LABORATORIO				GRAFICOS					
	SUCS	SIMBOLOGIA			10	20	30	40	>50	GRAN. % QUEPASA N.4	N.200	LL	I.P	%W	LL	I.P	%W		
0.20	SM		SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos	4						98.21	70.53	0.00	NP			32.32			
1.00	SM		SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos	3						100.00	79.60	0.00	NP			35.24			
2.00	SM		SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos	5						100.00	79.51	0.00	NP			26.15			
3.00	SM		SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos	12						100.00	71.02	0.00	NP			38.43			
4.00	SM		SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos	7						100.00	51.94	0.00	NP			44.37			
5.50	SM		SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos	64						100.00	55.67	0.00	NP			51.32			



**"ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA
VÍA GARRAPATA - SANTA MARIA DE LA PROVINCIA DE MANABI"**

PERFORACION	1
FECHA:	ENERO 2020.
Coordenadas	E N

SIMBOLOGIA	
RELLENO	(++++++)
GRAVA	OO O
ARENA	◊ ◊ ◊
ARCILLA	▨
LIMO	▩
TURBA	▧

PROFUNDIDAD (m)	ESTRATIGRAFIA	GRANULOMETRIA, % PASANTE											LIMES	W%	CLASIFICACION SUCS	N. DE GOLPES SPT	PISO UNITARIO	DESCRIPCION DEL SUELO		
		2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N#4	10	40	200								
		LL	LP	IP																
0.20								98	95	92	71				NP	32.32	SM	1-2-2,		SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos
1.00								100	98	95	80				NP	35.24	SM	1-1-2,	1.96	SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos
2.00								100	99	97	80				NP	26.15	SM	1-2-3,		SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos
3.00								100	96	91	71				NP	38.43	SM	4-6-6,		SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos
4.00								100	97	78	52				NP	44.37	SM	3-2-5,		SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos
5.50								100	99	75	56				NP	51.32	SM	12-23-41,		SUELO NATURAL: Arenas limosas, mezclas de arena y limos



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA
VÍA GARRAPATA - SANTA MARÍA DE LA PROVINCIA DE MANABÍ

FECHA DE ENSAYO: ENERO 2020,

PROFUNDIDAD: 0.20 m

PROPIETARIO:

UBICACION: PROVINCIA MANABÍ
NUMERO DE GOLPES: 1-2-2. ft 12 cm

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRIA (ASTM D422)

TAMIZ	RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF
4"					
3"					
2.1/2"					
2"					
1.1/2"					
1"					
3/8"					
1/2"					
3/8"					
Nº4					
BASANA					
TOTAL					

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

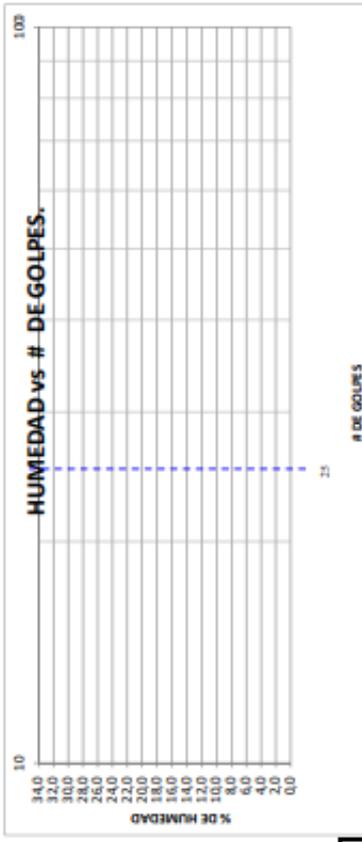
TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% DE HUMEDAD PROMEDIO
ED	---	65.23	55.45	25.23	32.36	
TG	---	63.89	54.78	26.56	32.28	32.32

LIMITE LIQUIDO (ASTM D4318)

	NP
--	----

LIMITE PLASTICO (ASTM D4318)

	NP
--	----



SERIE FINA

Nº4	0.00	98.21
8		
10	4.5	95.23
16		
20		
30		
40	4.89	95.00
50		
60		
80		
100	32.45	(70.53)
PASADO	109.31	72.32
TOTAL	151.15	

P húmedo = 310 grms
P seco = 151.15 grms

CLASIFICACION:

HUMEDAD NATURAL: 32.32 %
LIMITE LIQUIDO: 0.00 %
INDICE PLASTICO: NP

SM



SUELCON & ASF

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
CONCRETO & ASFALTO

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA VÍA GARRAPATA - SANTA MARIA DE LA PROVINCIA DE MANABI

FECHA DE ENSAYO: ENERO 2020.

UBICACION: PROVINCIA MANABI

PROFUNDIDAD: 1,00 m

NUMERO DE GOLPES: 1-1-2.

PROPIETARIO: 0

HT: 26 cm

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRIA (ASTM D422)

TAMIZ	PORTEÑO PARCIAL	PORTEÑO ACUMULADO	% RETENIDO	% PASA	% PASA QUESADA	% EN CIEBAS
4"						
3"						
2 1/2"						
2"						
1 1/2"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
Nº4						
PASA Nº4						
TOTAL						

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
IJ	---	68,80	57,78	28,58	35,32	
TY	---	58,78	49,59	23,45	35,16	
LIMITE LIQUIDO (ASTM D4318)						35,24

NP

LIMITE PLASTICO (ASTM D4318)

TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
LIMITE PLASTICO (ASTM D4318)						NP

NP

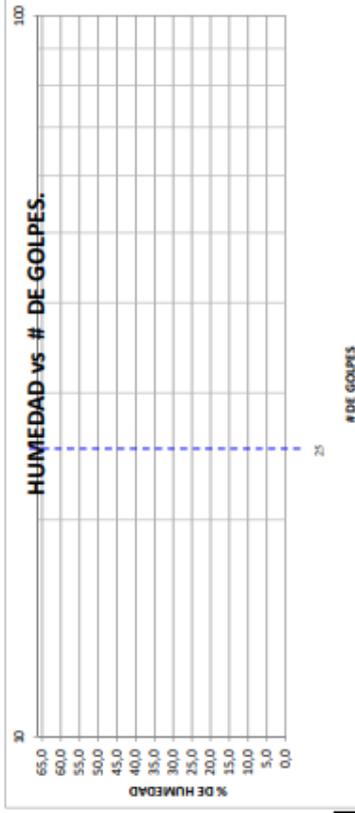
SERIE FINA

Nº	PORTEÑO PARCIAL	PORTEÑO ACUMULADO	% RETENIDO	% PASA	% PASA QUESADA	% EN CIEBAS
Nº4				100		
8	3,45		1,87	98,13		
16						
30						
40	5,49		2,97	95,16		
60						
100						
200	28,78		15,57	(79,69)		
PASA Nº200	147,14		79,60			
TOTAL	184,86					

P inicial humedad = 250 grams
P inicial seco = 184,86 grams

CLASIFICACION:
SUCS: SM
ASTHO: NP

HUMEDAD NATURAL: 35,24 %
LIMITE LIQUIDO: NP
INDICE PLASTICO: NP





LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : "ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA VÍA GARRAPATA - SANTA MARIA DE LA PROVINCIA DE MANABI"

FECHA DE ENSAYO: ENERO 2020.

UBICACION: PROVINCIA MANABI
NUMERO DE GOLPES: 1-2-3. H: 35 cm PROFUNDIDAD: 2,00 m PROPIETARIO: 0

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRIA (ASTM D422)

TAMIZ	PASENDO PARCIAL	RETENIDO ACTUAL	% RETENIDO	% PASA	% ENYESO
4"					
3"					
2.50"					
2"					
1.5"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº4					
PASANº4					
TOTAL					

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

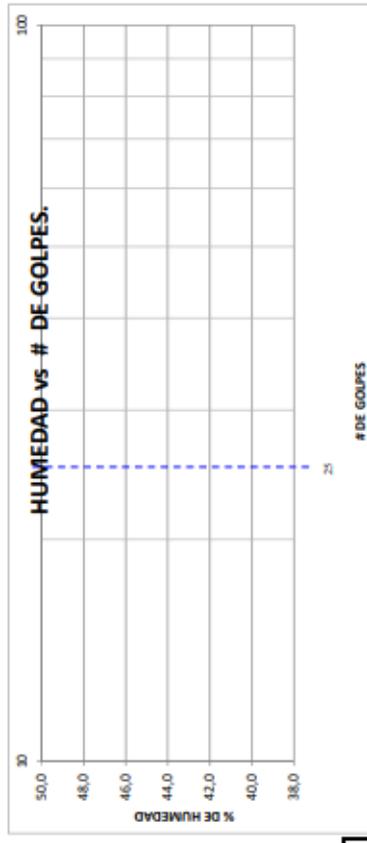
Nº TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
YG	----	68.98	57.83	15.65	26.43	
PL	----	65.47	55.48	16.87	25.87	26.15

LIMITE LIQUIDO (ASTM D4318)

	NP
--	----

LIMITE PLASTICO (ASTM D4318)

	NP
--	----



SERIE FINA

TAMIZ	PASENDO PARCIAL	RETENIDO ACTUAL	% RETENIDO	% PASA
Nº4				100
8				
10	1.59		0.80	99.20
16				
20				
30				
40	3.56		1.80	97.40
60				
100				
200	35.45		17.89	(79.51)
PASA Nº200	157.57		79.51	
TOTAL	198.17			

P inicial humedo: 259 grams
P inicial seco: 198.17 grams

CLASIFICACION:

SUCS: AASTHO SM HUMEDAD NATURAL: 26.15 %
LIMITE LIQUIDO: 0.00 %
INDICE PLASTICO: NP



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO: "ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA VIA GARRAPATA - SANTA MARIA DE LA PROVINCIA DE MANABI"

FECHA DE ENSAYO: ENERO 2020.

UBICACION: PROVINCIA MANABI
NUMERO DE GOLPES: 4-6-6; h: 20 cm

PROFUNDIDAD: 3.00 m
PROPIETARIO: 0

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRIA (ASTM D422)

TAMIZ	PORTEANDO P. AREAL	P. RETENIDO ACTUAL	% RENTADO	% GRUESA	% FINES
4"					
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº4					
PASANº4					
TOTAL					

SERIE FINA

Nº	PORTEANDO	P. RETENIDO	% RENTADO	% GRUESA	% FINES
8					
10	545		3,77	96,23	
16					
20					
30					
40	687		4,76	91,47	
50					
60					
100					
200	2955		20,45	(71,02)	
PASA Nº200	10260		71,02		
TOTAL	14447				

P inicial húmedo = 200 gramos
P inicial seco = 14447 gramos

CLASIFICACION:	SM	HUMEDAD NATURAL: 36,43 %
SUCS		LÍMITE LIQUIDO: 0,00 %
AASHTO		ÍNDICE PLÁSTICO: NP

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

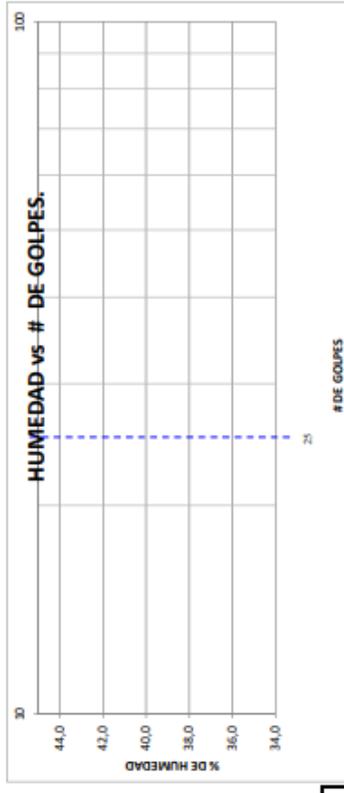
TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
KJ	---	78,78	63,89	25,65	38,94	
FH	---	72,56	58,78	22,45	37,93	38,43

LÍMITE LIQUIDO (ASTM D4318)

		NP
--	--	----

LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)

		NP
--	--	----





SUELCON & ASF

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
CONCRETO & ASFALTO

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : "ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA VÍA GARRAPATA - SANTA MARIA DE LA PROVINCIA DE MANABI"

FECHA DE ENSAYO: ENERO 2020.

UBICACION: PROVINCIA MANABI h: 20 cm

PROFUNDIDAD: 4.00 m PROPIETARIO: 0

NUMERO DE GOLPES: 3-2-5.

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PASENDO P. AREAL	P. RETENIDO ACCUMULADO	% PASANDO	% RETENIDO	% PASANDO	% RETENIDO
4"						
3"						
2 1/2"						
2"						
1 1/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
Nº4						
PASA Nº4						
TOTAL						

GRANULOMETRÍA

SERIE FINA

Nº4		100
8	4.23	96.95
16		
30		
40	26.87	77.55
60		
100		
200	35.48	(51.94)
PASA Nº200	71.95	51.94
TOTAL	138.53	

P inicial húmedo: 200 grams
P inicial seco: 138.53 grams

CLASIFICACION:		HUMEDAD NATURAL: 44.37 %
SUCS	SM	LIMITE LIQUIDO: 0.00 %
AASTHO		INDICE PLASTICO: NP

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

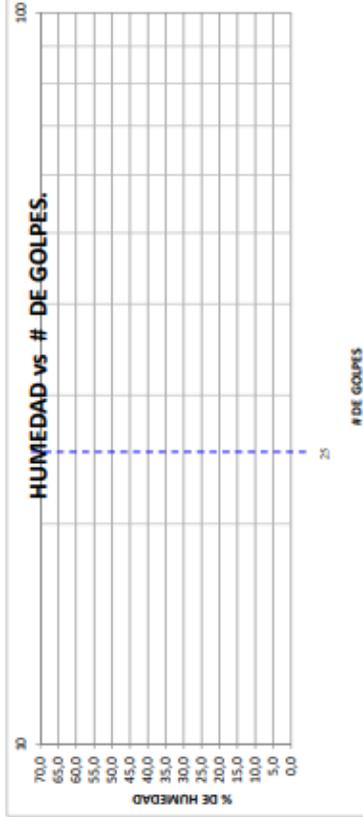
TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
CG	---	84.51	65.87	24.12	44.65	
UN	---	68.48	53.78	20.44	44.09	44.37

LIMITE LIQUIDO (ASTM D4318)

	NP
--	----

LIMITE PLASTICO (ASTM D4318)

	NP
--	----





SUELCON & ASF

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO & ASFALTO

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : "ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA VÍA GARRAPATA - SANTA MARÍA DE LA PROVINCIA DE MANABÍ"

FECHA DE ENSAYO: ENERO 2020.

UBICACION: PROVINCIA MANABÍ 12-23-41. H: 33 cm PROFUNDIDAD: 5.50 m
 NUMERO DE GOLPES: 33 PROPRIETARIO: 0

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PASENDO P. AREAL	RETENIDO P. AREAL	% RETENIDO	% PASADA	% GRANULOMETRÍA	% SUCS
4"						
3"						
2 1/2"						
2"						
1 1/2"						
1"						
3/4"						
1/2"						
3/8"						
Nº4						
PASADA Nº4						
TOTAL						

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

Nº TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
SC	----	67.87	66.87	32.25	51.68	
BO	----	80.23	63.48	30.48	50.76	51.32

LIMITE LIQUIDO (ASTM D4318)

NP	
----	--

LIMITE PLASTICO (ASTM D4318)

NP	
----	--

SERIE FINA

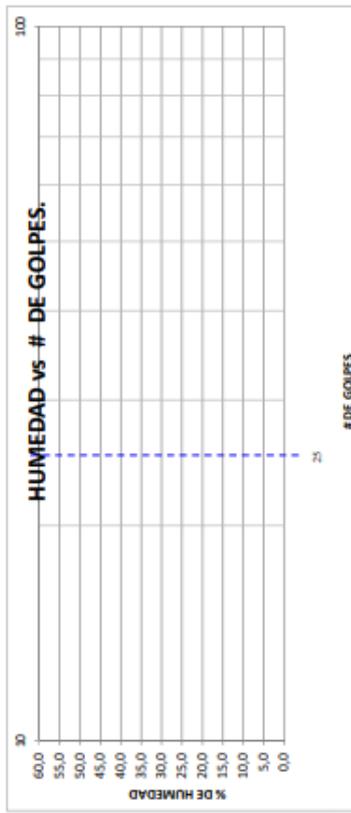
Nº	RETENIDO	%	PASADA	%
8			100	
10	2.56	1.49	98.51	
16				
20				
30				
40	41.15	23.95	74.56	
50				
60				
100				
200	32.45	18.89	(55.67)	
PASADA Nº200	95.66	55.67		
TOTAL	171.82			

P inicial humedad = 349 grams
 P inicial seco = 171.82 grams

CLASIFICACION:
 HUMEDAD NATURAL: 51.32 %
 LIMITE LIQUIDO: 0.00 %
 LIMITE PLASTICO: NP

SUCS
AASHTO

SM



DE GOLPES 25



SUELCON & ASF

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO & ASFALTO

PROYECTO : ESTUDIOS DE ESTABILIZACIÓN PARA LOS TALUDES UBICADOS EN LA VÍA GARRAPATA - SANTA MARTHA DE LA PROVINCIA DE MANABÍ

CHONE
FECHA: 23/01/2020

PROFUNDIDAD: 3 m
MUESTRA N° : P1
SONDEO: 25+280

PESOS UNITARIOS DE MUESTRAS INALTERADAS

HUMEDAD NATURAL .- 38,43 %

a) PESO DE MUESTRA EN EL AIRE :	58,87	gr
b) PESO DE LA MUESTRA + PARAFINA EN EL AIRE :	63,48	gr
c) PESO DE LA MUESTRA + PARAFINA EN EL AGUA :	28,25	gr
d) PESO DE LA PARAFINA UTILIZADA :	4,61	gr
e) VOLUMEN DE LA PARAFINA UTILIZADA :	5,18	cm ³

$$P.U = \frac{a}{b - c - e} = \frac{58,87}{74,92 - 30 - 9,92} = 1,959 \text{ grs./cm}^3$$

$$P.U = 1,959 \text{ grs./cm}^3$$



**"ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA
VÍA GARRAPATA - SANTAMARÍA DE LA PROVINCIA DE MANABÍ"**

PROYECTO	6
FECHA	ENERO 2001
Coordenadas	E N 05 3012,2115 93260,08.605

SIMBOLOGÍA	
RELLENDO	(+ + + + + + +)
GRANJA	□
ARENA	○
ARCILLA	▨
LIMO	▩
TUBA	▧

PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR (m)	GRANULOMETRÍA (%)										LÍMITES		W _n	DISTRIBUCIÓN		N. DE CORPOS PT	PROFUNDIDAD	DESCRIPCIÓN DEL SUELO		
		2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Nº4	10	40	200	LL		LP	IP				US	AR
0,10								100	100	99	97	43,30	22,57	20,73	21,38		CL		2-3-4		SUELO NATURAL.- Arcillas (marjónicas de bajo o media plasticidad), arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
1,00								100	100	96	84	36,00	17,70	18,00	24,05		CL		3-4-5	1,56	SUELO NATURAL.- Arcillas (marjónicas de bajo o media plasticidad), arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
2,00								100	100	95	70	40,38	20,00	17,39	51,02		CL		2-3-4		SUELO NATURAL.- Arcillas (marjónicas de bajo o media plasticidad), arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
3,00								100	100	99	95	30,78	20,08	19,70	47,81		CL		1-4-7		SUELO NATURAL.- Arcillas (marjónicas de bajo o media plasticidad), arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
4,00								100	100	97	76	34,88	12,37	22,31	62,72		CL		2-3-4		SUELO NATURAL.- Arcillas (marjónicas de bajo o media plasticidad), arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
5,50								100	100	93	65	40,38	36,96	3,42	60,56		CL		17-23-42		SUELO NATURAL.- Arcillas (marjónicas de bajo o media plasticidad), arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres



SUELCON & ASF

LABORATORIO DE ANÁLISIS DE SUELOS
CONCRETO ARMADO

"ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA
VÍA GARRAPATA - SANTA MARÍA DE LA PROVINCIA DE MANABÍ"

PROFUNDIDAD (m)	ESTADIGRAMA		DESCRIPCIÓN	SPT N.º DE GOLPES	ENSAJO DE PENETRACION ESTANDAR						ENSAYOS DE LABORATORIO				GRÁFICOS				
	SACS	MEZCL. PRACTICO			10	20	30	40	>50	Q _N (kg/cm ²)	N _L (200)	LL	LP	NP	LL	25	50	75	100
0,20	CL		SUELO NATURAL, Arcillas (negativas de bajo o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limas e, arcillas pobres)	7									49,20	2,6,79	21,38				
1,00	CL		SUELO NATURAL, Arcillas (negativas de bajo o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limas e, arcillas pobres)	9									36,00	1,8,90	24,05				
2,00	CL		SUELO NATURAL, Arcillas (negativas de bajo o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limas e, arcillas pobres)	7									46,38	1,7,39	51,92				
3,00	CL		SUELO NATURAL, Arcillas (negativas de bajo o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limas e, arcillas pobres)	11									39,78	1,9,70	47,81				
4,00	CL		SUELO NATURAL, Arcillas (negativas de bajo o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limas e, arcillas pobres)	78									34,68	2,2,31	62,72				
5,50	CL		SUELO NATURAL, Arcillas (negativas de bajo o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limas e, arcillas pobres)	65									64,00	3,42	60,56				



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : "ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA VÍA GARRAPATA - SANTA MARÍA DE LA PROVINCIA DE MANABI"

FECHA DE ENSAYO: ENERO 2020.

UBICACION: PROVINCIA MANABI

PROFUNDIDAD: 0,20 m

NUMERO DE GOLPES: 2-3-4.

PROPIETARIO:

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% PASA	% ENCIERES
4"					
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº4					
PASA Nº4					
TOTAL					

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

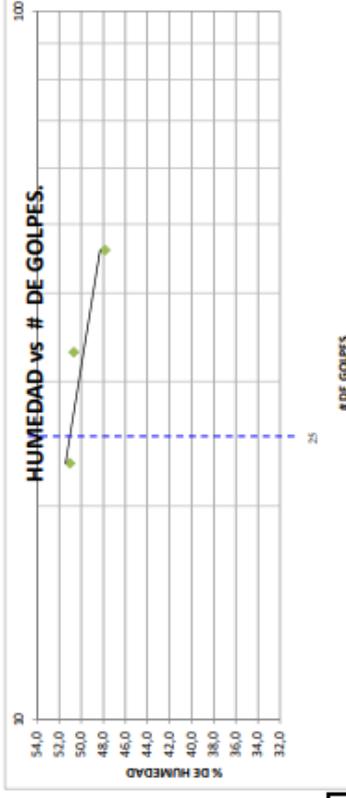
Nº TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
1	---	52,56	45,10	9,63	21,03	
2	---	49,48	43,22	14,42	21,74	
						21,38

LIMITE LIQUIDO (ASTM D4318)

UI	JH	FG	WE	OA	%	
46	33	23	17,97	19,09	21,96	
23,81	21,34	21,43	18,10	13,63	23,19	
14,78	11,43	13,45	14,36	13,63	23,19	
47,84	50,66	51,00	21,96	23,19	22,87	
						51,04

LIMITE PLASTICO (ASTM D4318)

WE	OA	%
17,97	19,09	21,96
18,10	13,63	23,19
		22,87



SERIE FINA

Nº	RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% PASA	% ENCIERES
8					
10	0	0,00		100,00	
16					
20					
30					
40	1,04	0,53	99,42		
50					
60					
100	5,10	2,84	(96,58)		
PASA Nº200	173,23	96,58			
TOTAL	179,27				

P inicial humedad = 21,73 grms
P inicial secos = 179,27 grms

CLASIFICACION:

SUCS AASTHO

CL

HUMEDAD NATURAL: 21,38 %

LIMITE LIQUIDO: 51,04 %

INDICE PLASTICO: 28,47



SUELCON & ASF
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
CONCRETO & ASFALTO

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : *ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA
VIA GARRAPATA - SANTA MARIA DE LA PROVINCIA DE MANABI

FECHA DE ENSAYO: ENERO 2020,

PROFUNDIDAD: 1,00 m

PROPIETARIO: 0

UBICACION: PROVINCIA MANABI

NUMERO DE GOLPES: 3-4-5, h: 18 cm

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRIA (ASTM D422)

TAMIZ	RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ENCEROS
4"					
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº4					
PASAS Nº4					
TOTAL					

SERIE FINA

Nº4	100	grms
8	0	200,5
10	0,00	164,85
16		
20		
30	7,33	
40	4,45	
50		
60		
100		
200	19,16	
PASA Nº200	138,06	
TOTAL	164,85	

P inicial humedo = 200,5 grms
P inicial seco = 164,85 grms

CLASIFICACION:
SUCS AASTHO

HUMEDAD NATURAL: 24,05 %
LIMITE LIQUIDO: NP
INDICE PLASTICO: NP

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

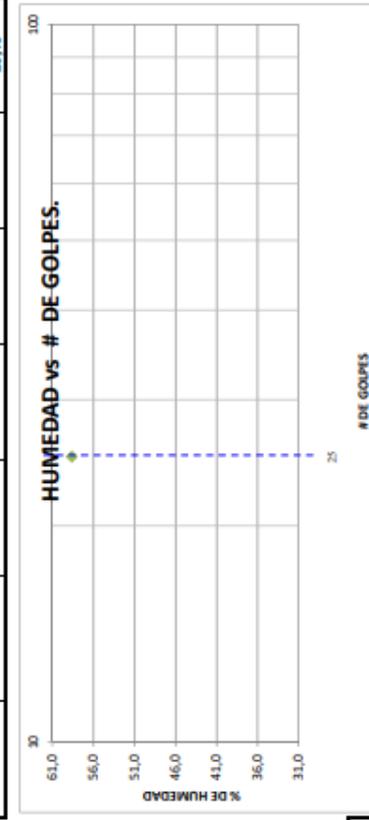
Nº TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
RD	----	40,48	42,22	9,83	22,41	
GF	----	43,83	37,93	14,96	25,69	
ZX						24,05

LIMITE LIQUIDO (ASTM D4318)

YE	25	29,43	23,90	14,47	58,64
DH	25	29,43	23,90	14,47	58,64
WS	25	29,43	23,90	14,47	58,64

LIMITE PLASTICO (ASTM D4318)

QP	8,56	7,99	6,02	28,93
QD <td>8,65</td> <td>8,15</td> <td>6,32</td> <td>27,32</td>	8,65	8,15	6,32	27,32





SUELCON & ASF

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO & ASFALTO

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : "ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA VÍA GARRAPATA - SANTA MARÍA DE LA PROVINCIA DE MANABÍ"

FECHA DE ENSAYO: ENERO 2020.

PROFUNDIDAD: 2.00 m

PROPIETARIO: 0

NUMERO DE GOLPES: 2-3-4.

PROFUNDIDAD: 40 cm

PROPIETARIO: 0

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ENYESO
4"					
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº4					
PASA Nº4					
TOTAL					

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

Nº TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
YG	----	49.69	40.45	22.23	51.61	
PL	----	44.78	37.48	23.45	52.03	51.82

LIMITE LIQUIDO (ASTM D4318)

ES	FG	UI	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD
ES			34	24.52	19.65	8.25	42.72
FG			23	26.69	20.66	7.66	46.38
UI			13	34.11	24.95	7.15	51.46

LIMITE PLASTICO (ASTM D4318)

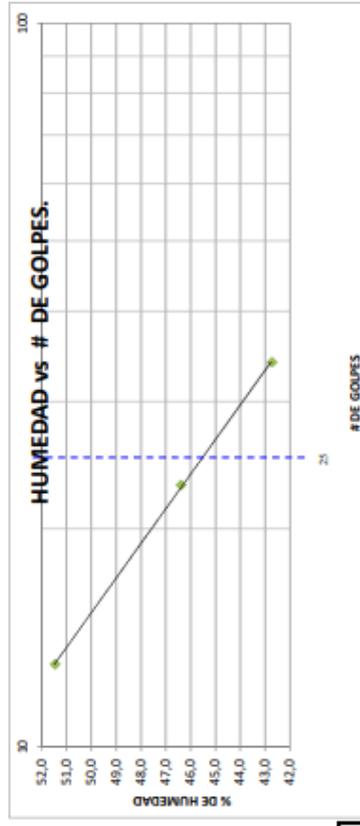
YG	TU	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD
YG			19.34	18.10	13.83	29.04
TU			20.56	19.17	14.37	26.96

SERIE FINA

Nº	RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA
8				
10	0		0.00	100.00
16				
20				
30				
40	687		4.59	95.41
50				
60				
100				
200	3821		25.55	(69.85)
PASA Nº200	10444		69.85	
TOTAL	14952			

P inicial humedo= 22716 grms
P inicial seco= 14952 grms

CLASIFICACION:		HUMEDAD NATURAL:	51.82 %
		LIMITE LIQUIDO:	46.38 %
		INDICE PLASTICO:	17.38
SUCS	CL		
AASHTO			





SUELCON & ASF

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
CONCRETO & ASFALTO

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : "ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA
VIA GARRAPATA - SANTA MARIA DE LA PROVINCIA DE MANABI"

FECHA DE ENSAYO: ENERO 2020.

UBICACION: PROVINCIA MANABI

PROFUNDIDAD: 3,00 m

NUMERO DE GOLPES: 1-4-7.

PROPIETARIO: 0

h: 23 cm

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRIA (ASTM D422)

TAMIZ	PARTE FINO P. AREAL	PARTE FINO P. RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ENYESO
4"					
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº4					
PASAS Nº4					
TOTAL					

SERIE FINA

Nº4		100	
8			
10	0	100,00	
16			
20			
30			
40	0,84	99,19	
60			
100	5,56	4,01	(95,98)
PASAS Nº200	132,27	95,18	
TOTAL	138,67		

P inicial humedo= 284,97 grams
P inicial seco= 138,67 grams

CLASIFICACION:
SUCS
AASTHO

HUMEDAD NATURAL: 47,81 %
LIMITE LIQUIDO: 39,78 %
INDICE PLASTICO: 19,70

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

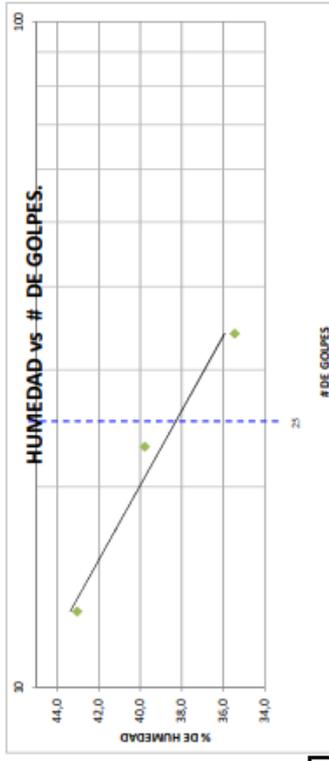
TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
YH	---	62,41	38,66	9,88	47,78	
BN	---	49,33	38,25	15,09	47,84	47,81

LIMITE LIQUIDO (ASTM D4318)

TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD
ES	34	27,95	22,69	7,85	35,44
FG	23	26,50	21,36	8,44	38,78
UI	13	30,56	23,98	8,69	43,03

LIMITE PLASTICO (ASTM D4318)

TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD
YG	10,82	10,33	7,95	20,59	
TU	11,30	10,74	7,88	19,58	





SUELCON & ASF

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO & ASFALTO

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : "ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA VÍA GARRAPATA - SANTA MARÍA DE LA PROVINCIA DE MANABI"

FECHA DE ENSAYO: ENERO 2020.

UBICACION: PROVINCIA MANABI h: 25 cm

PROFUNDIDAD: 5.00 m
PROPIETARIO: 0

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PASENDO PARCIAL	PASENDO ACUMULADO	% PASANDO	% QUEPASA	% EN SUELO
4"					
3"					
2 1/2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº4					
PASADA Nº4					
TOTAL					

SERIE FINA

TAMIZ	PASENDO PARCIAL	PASENDO ACUMULADO	% PASANDO	% QUEPASA	% EN SUELO
Nº4					
8					
10	0		0,00	100,00	
16					
20					
30					
40	4,36		3,41	96,59	
50					
60					
100					
200	26,76		20,92	(75,67)	
PASA Nº200	96,77		75,67		
TOTAL	127,89				

P inicial húmedo= 208,1 grams
P inicial seco= 127,89 grams

HUMEDAD NATURAL: 62,72 %

LIMITE LIQUIDO: 34,68 %

INDICE PLASTICO: 22,31

CLASIFICACION:

CL

SUCS
AASHTO

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

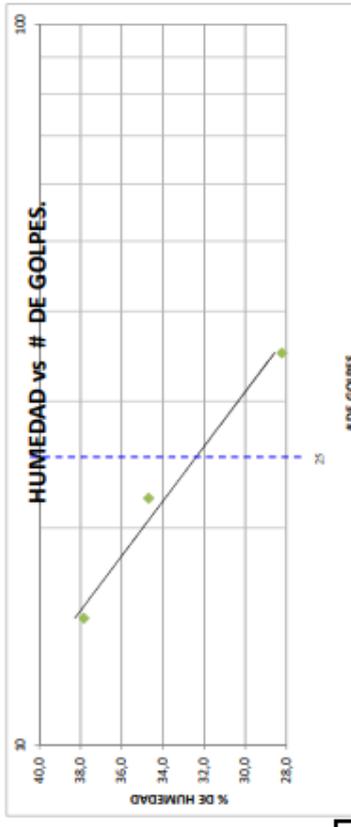
Nº TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
RT	---	43,96	30,88	9,55	61,32	
RO	---	41,08	31,00	15,28	64,12	
UH						62,72

LIMITE LIQUIDO (ASTM D4318)

TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD
ES	35	30,36	25,95	10,32	28,21
FG	22	32,99	26,98	9,65	34,68
UI	15	30,68	24,85	9,44	37,83

LIMITE PLASTICO (ASTM D4318)

TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	
YG		10,33	10,15	8,65	12,00	
TU		10,98	10,66	8,15	12,75	
TOTAL						12,37





SUELCON & ASF

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO & ASFALTO

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO : "ESTUDIO DE SUELOS PARA LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA VÍA GARRAPATA - SANTA MARÍA DE LA PROVINCIA DE MANABÍ"

FECHA DE ENSAYO: ENERO 2020,

UBICACION: PROVINCIA MANABÍ h: 33 cm

PROFUNDIDAD: 5,00 m

PROPIETARIO: 0

NUMERO DE GOLPES: 17-23-42,

ENSAYOS DE CLASIFICACION

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

TAMIZ	PASENDO P. METAL	P. RETENIDO ACCUMULADO	% RETENIDO	% PASANA	% EN P. SUELOS
GRANULOMETRÍA					
4"					
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº4					
PASAJA Nº4					
TOTAL					

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

TARRO	Nº GOLPES	PESO HUMEDO	PESO SECO	PESO TARRO	% DE HUMEDAD	% PROMEDIO
ER	---	52,98	36,49	9,64	61,42	
OK	---	43,89	33,13	15,11	59,71	60,56

LIMITE LIQUIDO (ASTM D4318)

WO	ZO	OL
34	24	12
28,69	31,20	26,88
24,15	25,95	13,44
11,02	12,95	47,40

LIMITE PLASTICO (ASTM D4318)

OG	YP
25,60	26,99
22,49	23,53
14,36	13,83
36,25	35,67
	38,98

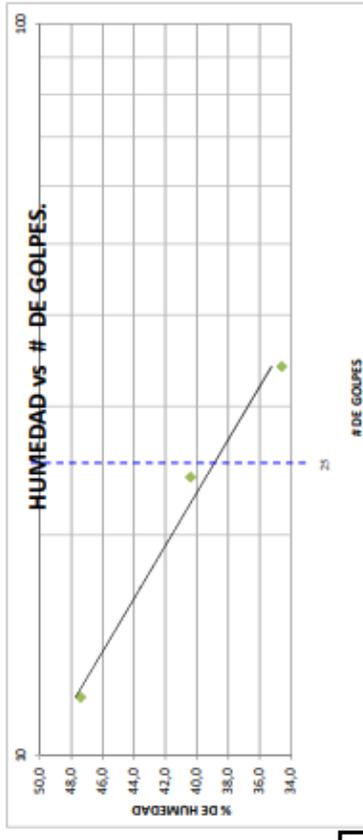
SERIE FINA

Nº	RETENIDO	PASENDO	% PASADO
Nº4			100
8	0	0,00	100,00
10			
16			
20			
30	10,99	7,43	92,57
40			
60			
100			
200	41,39	27,97	(64,68)
PASA Nº200	95,60	64,60	
TOTAL	147,98		

P inicial humedo= 237,6 grams
P inicial seco= 147,98 grams

HUMEDAD NATURAL: 60,56 %
LIMITE LIQUIDO: 40,38 %
INDICE PLASTICO: 3,42

CLASIFICACION:
SUC'S AASTHO: CL





SUELCON & ASF

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
CONCRETO & ASFALTO

PROYECTO : ESTUDIOS DE ESTABILIZACIÓN PARA LOS TALUDES UBICADOS EN LA VÍA GARRAPATA - SANTA MARTHA DE LA PROVINCIA DE MANABÍ

SECTOR : CHONE
FECHA: 23/01/2020

PROFUNDIDAD: 2 m
MUESTRA N° : P6
SONDEO: 63+040

PESOS UNITARIOS DE MUESTRAS INALTERADAS

HUMEDAD NATURAL .- 51,92 %

a) PESO DE MUESTRA EN EL AIRE :	85,82	gr
b) PESO DE LA MUESTRA + PARAFINA EN EL AIRE :	100,23	gr
c) PESO DE LA MUESTRA + PARAFINA EN EL AGUA :	41,00	gr
d) PESO DE LA PARAFINA UTILIZADA :	14,41	gr
e) VOLUMEN DE LA PARAFINA UTILIZADA :	16,19	cm ³

$$P.U = \frac{a}{b - c - e} = \frac{85,82}{74,92 - 30 - 9,92} = 1,994 \text{ grs./cm}^3$$

$$P.U = 1,994 \text{ grs./cm}^3$$

$$\text{DENS. SECA: } 1,793 \text{ grs./cm}^3$$

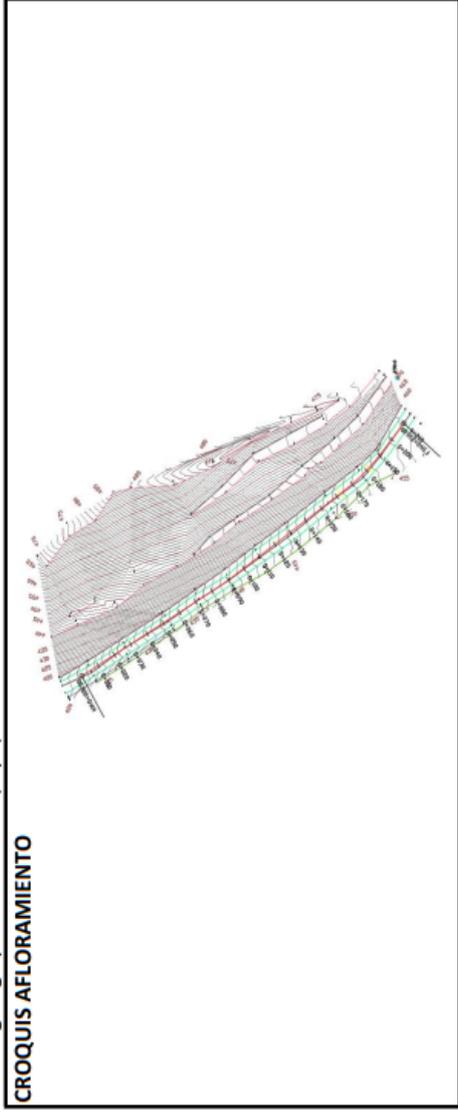
APÉNDICE B
Mapeo Geológico.

ESTACIÓN N° 02	
LITOLOGÍA	Arenisca
METEORIZACIÓN	FORMACIÓN RESISTENCIA
CROQUIS	Borbón

DATOS DEL ESCLERÓMETRO		MEDIA
50	51	51
55	50	52
56	44	52
53	52	57
56	56	52

UCD según golpes del martillo (Mpa)

Fracturas/metro	λ1	23
Normalmente tomamos una sola scan line(1), pero abrimos la posibilidad mas de una	λ2	25
	λ3	15
	λ4	
	Juntas/m3	Jv
Ensayo Tilt-test	φ básico	



FICHA DE ESTACIÓN GEOMECÁNICA N°02	
COORDENADAS	620683, 9934388
FECHA:02/07/2020	CALIDAD DE AFLORAMIENTO:
MEDIDAS	1 2 3 4 5 6 7
Tipo de plano	
Dir. Buz. (DIPDIR)	194 271 254 240 322 265 5
Buzamiento (DIP)	44 88 70 82 84 90 85
ESPACIADO	
>2000 mm	
600-2000 mm	
200-600 mm	X X X X X X
60-200 mm	
<60 mm	
CONTINUIDAD	
< 1 m	
1-3 m	X X X X X X
3-10 m	
10-20 m	
>20 m	
APERTURA	
Nada	
< 0,1 mm	
0,1-1,0 mm	X X X X X X
1-5 mm	
>5 mm	
RUGOSIDAD	
Ondulación	MA MA MA MA MA MA MA
JRC	
METOR. JUNTA	
Grado	3 2 2 3 2 3 2
AGUA	
Seco	
Lig. Húmedo	
Húmedo	X X X X X X
Goteando	
Fluyendo	
RELLENO	
Naturaleza	
Espesor mm	

APÉNDICE C

Resultados proporcionados por el software Swedge.

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=0.79456
Wedge height(on slope)=88.84 m
Wedge width(on upper face)=21.1384 m
Wedge volume=6239.5 m³
Wedge weight=15224.4 tonnes
Wedge area (joint1)=1195.13 m²
Wedge area (joint2)=963.816 m²
Wedge area (slope)=945.517 m²
Wedge area (upper face)=225.268 m²
Normal force (joint1)=4607.98 tonnes
Normal force (joint2)=6467.01 tonnes
Driving force=17997.8 tonnes
Resisting force=14300.4 tonnes

Seismic Force:

Seismic force=3806.09 tonnes

Failure Mode:

Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:

plunge=68.776 deg, trend=236.627 deg
length=102.923 m

Trace Lengths:

Joint1 on slope face=89.5191 m
Joint2 on slope face=94.739 m
Joint1 on upper face=28.4706 m
Joint2 on upper face=21.2569 m

Maximum Persistence:

Joint1=102.923 m
Joint2=102.923 m

Intersection Angles:

J1&J2 on slope face = 12.8838 deg
J1&Crest on slope face = 97.643 deg
J1&Crest on upper face = 47.9416 deg
J2&Crest on slope face = 69.4732 deg
J2&Crest on upper face = 83.9467 deg
J1&2 on upper face = 48.1117 deg

Joint Set 1 Data:

dip=86 deg, dip direction=157 deg
cohesion=4.01 tonnes/m², friction angle=27 deg

Joint Set 2 Data:

dip=75 deg, dip direction=283 deg

cohesion=4.01 tonnes/m², friction angle=27 deg

Slope Data:

dip=83 deg, dip direction=205 deg
slope height=88.84 meters
rock unit weight=2.44 tonnes/m³
Water pressures in the slope=NO
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=15 deg, dip direction=230 deg

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.25
Direction=line of interesection J1&J2
trend=236.627 deg, plunge=68.776 deg

APÉNDICE D
Reporte Fotográfico.



Talud 7+900



Talud 7+900



Talud 19+280



Talud 19+280



Talud 25+280



Talud 25+280



Talud 63+040