

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

**ANÁLISIS DEL FACTOR DE SEGURIDAD DE UN TALUD
CONSIDERANDO LA VARIABILIDAD DE LAS PROPIEDADES DE
LOS MATERIALES PARA SU ESTABILIZACIÓN. CASO DE
ESTUDIO: "KILÓMETRO 5 DE LA VÍA CUENCA- ESTACIÓN
CUMBE DE LA PROVINCIA DEL AZUAY".**

Previo la obtención del Título de:

MAGISTER EN GEOTECNIA

AUTORES:

ING. SANTIAGO VICENTE RENGEL ROMÁN
ING. FREDDY SANTIAGO VARGAS PESANTEZ

DIRECTOR:

ING. JAIME ASDRÚBAL BOJORQUE IÑEGUEZ, PHD

GUAYAQUIL – ECUADOR

AÑO – 2024

DEDICATORIA

Este proyecto está dedicado a quienes impulsan mis sueños, mis hijos Julián y Camila. A mi esposa Paola por su apoyo incondicional y a mis padres (+) que desde el cielo sé que me apoyan a seguir adelante.

Santiago.

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mi familia.

En especial a mis padres, pilares fundamentales para el desarrollo de este trabajo, por la comprensión y ayuda que me han brindado a lo largo de las etapas de mi vida, por haberme otorgado todo lo que soy como persona, mis valores, mis principios, mi perseverancia y mi empeño, herramientas necesarias para seguir adelante

Freddy.

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento a Dios quien guía nuestros pasos, a la Escuela Superior Politécnica del Litoral y a sus catedráticos.

Nuestro agradecimiento al Ing. Jaime Bojorque Ñeguez, por su paciencia durante la ejecución de este trabajo.

Un agradecimiento a nuestros colegas y amigos que formaron parte de este proyecto.

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, me corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Santiago Vicente Rengel Román y Freddy Santiago Vargas Pesantez 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”

Santiago Vicente Rengel Román

Freddy Santiago Vargas Pesantez

EVALUADORES

Ing. Samantha Jiménez Oyola, PhD
TUTOR EVALUADOR

Ing. Jaime Bojorque Iñiguez, PhD
TUTOR ACADÉMICO

RESUMEN

Este trabajo se enfoca en analizar la estabilidad del talud comprendido entre los kilómetros 4+520 y 5+200 de la vía Cuenca - Cumbe, considerando la variabilidad de los parámetros geomecánicos como la cohesión (c), ángulo de fricción (ϕ) y el peso específico (γ).

Se empleó el análisis probabilístico utilizando el método de Montecarlo mediante una subrutina desarrollada en PYTHON para simular la variación de cada uno de los parámetros geomecánicos según la distribución normal, el cual proporciona salidas gráficas de las funciones de densidad de probabilidad para el peso específico (γ), cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ). Los resultados de factores de seguridad son presentados como una función de densidad acumulada de la probabilidad del factor de seguridad.

El análisis de los resultados incluye la evaluación estática y pseudoestática en condiciones actuales del perfil de la abscisa 4+930, el cual presentó el índice de confiabilidad y probabilidad de falla que representan una estabilidad aceptable en ambos casos. Se realizó un análisis de alternativas de corte para el perfil en estudio, junto con un estudio del presupuesto de movimiento de tierras.

Este trabajo busca contribuir al conocimiento y desarrollo de técnicas para evaluar y estabilizar taludes, integrando aspectos teóricos y prácticos de la Ingeniería Geotécnica.

Palabras claves: parámetros geomecánicos, estabilización de taludes, simulación de Montecarlo, análisis probabilístico.

ABSTRACT

The research in this study focuses on analyzing the stability of the slope between kilometers 4+520 and 5+200 of the Cuenca-Cumbe Road, considering the variability of geomechanical parameters such as cohesion (c), internal friction angle (ϕ), and specific weight (γ).

Probabilistic analysis is employed using the Monte Carlo method through a subroutine developed in PYTHON to simulate the variation of each geomechanical parameter according to the normal distribution, providing graphical outputs of the probability density functions for specific weight (γ), cohesion (c), and friction angle (ϕ). The results of safety factors are presented as a cumulative probability density function of the safety factor.

The analysis of the results includes static and pseudo-static evaluation under current conditions of the abscissa profile 4+930, which presents reliability indices and probability of failure representing acceptable stability in both cases. An analysis of cut alternatives for this profile is carried out along with a study of earthmoving budget.

This work aims to contribute to the knowledge and development of techniques for evaluating and stabilizing slopes, integrating theoretical and practical aspects of geotechnical engineering.

Keywords: geomechanical parameters, slope stabilization, Montecarlo simulation, probabilistic analysis.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1.....	16
1 INTRODUCCIÓN.....	16
1.1 Antecedentes.....	16
1.2 Problema a resolver.....	17
1.3 Objetivos General y Específicos.....	18
1.3.1 Objetivo general.....	18
1.3.2 Objetivos específicos.....	18
1.4 Información relacionada con el área de estudio.....	18
1.4.1 Geología local.....	19
1.4.2 Geomorfología.....	22
1.4.3 Sismicidad.....	23
1.5 Campaña de exploración geotécnica.....	25
1.5.1 Exploración indirecta: Prospección geofísica.....	25
1.5.1.1 Interpretación sísmica de refracción.....	27
1.5.1.2 Interpretación MASW y ReMi o MAM.....	27
1.5.1.3 Análisis de resultados de la prospección geofísica.....	27
1.5.2 Exploración directa: perforaciones con registro de SPT y calicatas.....	31
1.5.2.1 Determinación del nivel freático.....	33
1.5.2.2 Descripción de la estratigrafía.....	33
1.6 Estado de arte.....	38
1.6.1 Criterio de rotura o falla de Mohr – Coulomb.....	38
1.6.2 Superficie de falla.....	38
1.6.3 Condiciones drenadas o no drenadas.....	39
1.6.4 Análisis con esfuerzos totales o efectivos.....	39
1.6.5 Metodologías para el Análisis de la Estabilidad de un talud.....	40
1.6.5.1 Métodos de Equilibrio Límite.....	40
1.6.5.2 Métodos de dovelas.....	41
1.6.5.3 Método de Bishop simplificado.....	42
1.6.5.4 Método de Janbú.....	42
1.6.5.5 Morgenstern y Price.....	43

1.6.6	Métodos de elementos finitos	43
1.6.6.1	Ventajas y desventajas de los métodos de elementos finitos.....	44
1.6.7	Análisis probabilísticos para la estabilidad de un talud	44
1.6.7.1	Método de simulación de Montecarlo.....	45
1.6.7.2	Determinación de las variables aleatorias.....	47
1.6.7.3	Índice de confiabilidad para la estabilidad de talud	48
CAPÍTULO 2.....		50
2	METODOLOGÍA	50
2.1	Caso de estudio	51
2.2	Condición actual del talud	51
2.3	Caracterización geomecánica y variabilidad.....	53
2.3.1	Parámetros geomecánicos	59
2.4	Modelo geotécnico del talud.....	60
2.5	Variabilidad de los parámetros geotécnicos	61
2.5.1	Método Montecarlo	62
3	CAPÍTULO 3.....	65
3.1	Análisis estático del talud de estudio.....	65
3.1.1	Análisis estático del estado actual del talud.....	65
3.1.2	Variabilidad de los parámetros geomecánicos.....	68
3.1.2.1	Análisis estático Método Montecarlo.....	69
3.1.2.2	Perfiles geométricos del talud	72
3.1.3	Análisis estático por el método Montecarlo de las alternativas de corte... 76	
3.1.3.1	Alternativa 1: Caso estático	77
3.1.3.2	Alternativa 2: Caso estático	78
3.1.3.3	Alternativa 3: Caso estático	78
3.2	Análisis pseudoestático del talud de estudio	79
3.2.1	Análisis pseudoestático del estado actual del talud	79
3.2.2	Análisis pseudoestático Método Montecarlo del estado actual	82

3.2.3	Análisis pseudoestático por el método Montecarlo de las alternativas de corte	83
3.2.3.1	Alternativa 1: Caso pseudoestático.....	84
3.2.3.2	Alternativa 2: Caso pseudoestático.....	85
3.2.3.3	Alternativa 3: Caso pseudoestático.....	85
3.2.1	Análisis de presupuesto de movimiento de tierras.....	86
3.2.1.1	Análisis de precios unitarios	88
4	CAPÍTULO 4.....	89
4.1	Evaluación de resultados	89
4.1.1	Evaluación estática en condiciones actuales	90
4.1.1	Evaluación estática de las alternativas de corte.....	90
4.1.1	Evaluación pseudoestática en condiciones actuales	92
4.1.2	Evaluación pseudoestática de las alternativas de corte	92
4.1.1	Evaluación del presupuesto de movimiento de tierras	93
5	CAPÍTULO 5.....	94
5.1	Conclusiones	94
5.2	Recomendaciones	96
	REFERENCIAS	97

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1: Prospección Geofísica: Sísmica de Refracción y MASW, ReMI o MAM.....	26
Tabla 1-2. Parámetros Elásticos Dinámicos Perfiles Sísmicos.....	30
Tabla 1-3: Ubicación de las perforaciones realizadas	33
Tabla 1-4: Ubicación de las calicatas realizadas.....	33
Tabla 2-1: Parámetros geomecánicos definitivos, perfil P1 4+670	59
Tabla 2-2: Parámetros geomecánicos definitivos, perfil P2 4+790	59
Tabla 2-3: Parámetros geomecánicos definitivos, perfil P3 4+930	59
Tabla 2-4: Índice de confiabilidad y la probabilidad de falla	63
Tabla 2-5: Índice de confiabilidad y probabilidad de falla	64
Tabla 3-1: Análisis de los perfiles geotécnicos en condiciones actuales	68
Tabla 3-2: Parámetros geomecánicos análisis de Montecarlo	69
Tabla 3-3: Variables del modelo Montecarlo	69
Tabla 3-4: Resultados probabilidad de falla del talud del km 4+930, condiciones actuales	72
Tabla 3-5: Inclinación de taludes de corte.....	73
Tabla 3-6: Resumen de inclinaciones de talud de corte	76
Tabla 3-7: Resultados por el método de Montecarlo de la Alternativa 1	77
Tabla 3-8: Resultados por el método de Montecarlo de la Alternativa 2.....	78
Tabla 3-9: Resultados por el método de Montecarlo de la Alternativa 3.....	79
Tabla 3-10: Análisis de los perfiles geotécnicos en condiciones actuales pseudoestático	82
Tabla 3-11: Resultados probabilidad de falla del talud del km 4+930, estado actual pseudoestático.....	83
Tabla 3-12: Resultados por el método de Montecarlo de la Alternativa 1 caso pseudoestático.....	85
Tabla 3-13: Resultados por el método de Montecarlo de la Alternativa 2 caso pseudoestático.....	85
Tabla 3-14: Resultados por el método de Montecarlo de la Alternativa 3 caso pseudoestático.....	86
Tabla 3-15: Presupuesto Alternativa 1	87
Tabla 3-16: Presupuesto Alternativa 2	87
Tabla 3-17: Presupuesto Alternativa 3	87
Tabla 4-1: Síntesis de los resultados del análisis por el método de Montecarlo.	92
Tabla 4-2: Síntesis de los resultados pseudoestáticos por el método Montecarlo.....	93

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1: Ubicación geográfica del talud de estudio.....	19
Figura 1-2: Geología de la zona del proyecto	20
Figura 1-3: Talud del km 5 de la vía Cuenca-Estación de Cumbe.....	21
Figura 1-4: Tiempo de depositación del Fm. Turi	22
Figura 1-5: Geomorfología de la zona del proyecto	23
Figura 1-6: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	24
Figura 1-7: Perfiles sísmicos de refracción y MASW+ReMi	26
Figura 1-8: Perfiles sísmicos.....	29
Figura 1-9: Interpretación MASW y MAM.....	31
Figura 1-10: Ubicación de las perforaciones realizadas	32
Figura 1-11: Talud de estudio	34
Figura 1-12: Caracterización geotécnica de materiales para la exploración geotécnica la perforación (PT4-1, PT4-2 y PT4-3).....	37
Figura 1-13: Formas de la superficie de falla.	39
Figura 1-14: División de la masa deslizante en fajas verticales o dovelas.....	42
Figura 1-15: Simulación estocástica de problemas ingenieriles por el método de Monte Carlo.....	46
Figura 1-16: Procedimiento para la obtención de números aleatorios a través de una distribución.	47
Figura 1-17: Categorías de incertidumbre en las propiedades del suelo.....	47
Figura 2-1: Modelo topográfico 3D de la zona de estudio (4+560 – 5+140)	51
Figura 2-2: Perfil topográfico P1, abscisa 4+670.....	52
Figura 2-3 Perfil topográfico P2, abscisa 4+790.....	52
Figura 2-4: Perfil topográfico P3, abscisa 4+930.....	52
Figura 2-5: Tipos de fallas en geo-materiales.	53
Figura 2-6: Correlación del número de golpes N60 con el valor de la resistencia no drenada de los materiales de grano fino.	54
Figura 2-7: Valores del ángulo de fricción para arcillas de varias composiciones en función del índice de plasticidad	55
Figura 2-8: Estimación del ángulo de fricción drenado de gravas y rellenos de roca ..	56
Figura 2-9: Parámetro de corrección A	58
Figura 2-10: Modelo geotécnico 3D de la zona de estudio (4+560 – 5+140).....	60
Figura 2-11: Perfil geotécnico del talud del km 4+670.....	61

Figura 2-12 Perfil geotécnico del talud del km 4+790.....	61
Figura 2-13: Perfil geotécnico del talud del km 4+930.....	61
Figura 3-1: Análisis perfil geotécnico del talud del km 4+670, condiciones actuales ...	66
Figura 3-2: Análisis perfil geotécnico del talud del km 4+790, condiciones actuales ...	67
Figura 3-3: Análisis perfil geotécnico del talud del 4+930, condiciones actuales	67
Figura 3-4: Función de densidad de probabilidad del peso específico	70
Figura 3-5: Función de densidad de probabilidad de la cohesión.....	70
Figura 3-6: Función de densidad de probabilidad del ángulo de fricción	71
Figura 3-7: Probabilidad de falla del talud del km 4+930, condición actual	71
Figura 3-8: Configuración de corte de talud para el perfil del talud del km 4+930	73
Figura 3-9: Alternativa 1, geometría de corte para trazado vial	75
Figura 3-10: Alternativa 2, geometría de corte para trazado vial	75
Figura 3-11: Alternativa 3, geometría de corte para trazado vial	76
Figura 3-12: Resultados para estabilidad de la alternativa 1	77
Figura 3-13: Resultados para estabilidad de la alternativa 2	78
Figura 3-14: Resultados para estabilidad de la alternativa 3	79
Figura 3-15: Análisis perfil geotécnico del talud del km 4+670, condición pseudoética	80
Figura 3-16: Análisis perfil geotécnico del talud del km 4+790, condición pseudoética	81
Figura 3-17: Análisis perfil geotécnico del talud del km 4+930, condición pseudoética	81
Figura 3-18: Probabilidad de falla del talud del km 4+930, estado actual pseudoestático	83
Figura 3-19: Resultados para estabilidad de la alternativa 1, caso pseudoestático.....	84
Figura 3-20: Resultados para estabilidad de la alternativa 2, caso pseudoestático.....	85
Figura 3-21: Resultados para estabilidad de la alternativa 3, caso pseudoestático.....	86

ÍNDICES DE ANEXOS

ANEXO 1: Programa en Python Método de Monte Carlo

ANEXO 2: Método Montecarlo

ANEXO 3: Simulación 6.0 en Slide 6.0 Estado Natural Estático

ANEXO 4: Simulación en Slide 6.0 Estado Natural Pseudoestático

ANEXO 5: Simulación en Slide 6.0 Alternativa 1 Estático

ANEXO 6: Simulación en Slide 6.0 Alternativa 2 Estático

ANEXO 7: Simulación en Slide 6.0 Alternativa 3 Estático

ANEXO 8: Simulación en Slide 6.0 Alternativa 1 Pseudoestático

ANEXO 9: Simulación en Slide 6.0 Alternativa 2 Pseudoestático

ANEXO 10: Simulación en Slide 6.0 Alternativa 3 Pseudoestático

ANEXO 11: Análisis de Precios Unitarios

CAPÍTULO 1

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La caracterización del suelo es de gran importancia para el desarrollo de proyectos viales, ya que permite dar una solución adecuada a la necesidad del proyecto, garantizando operatividad de circulación y seguridad para usuarios y colindantes a la infraestructura.

Uno de los problemas más frecuentes que se presentan para el desarrollo de proyectos viales (diseño, construcción, mantenimiento, etc.), es la inestabilidad que se puede presentar en los taludes, debido a las características del suelo o las condiciones de drenaje y factores climatológicos de cada región. Entre los factores más frecuentes que afectan a la estabilidad de taludes son la litología, topografía irregular, aguas subterráneas, y lluvias (Baldeón, 2017).

La vía Cuenca - Cumbe soporta 25 mil vehículos al día, lo que ha venido provocando congestión vehicular hacia la ciudad de Cuenca, siendo más notorio en horas pico, fines de semana y feriados, esto debido a que el acceso es la conjunción de dos vías interprovinciales, la Cuenca - Loja y la Cuenca – Machala. Dada esta demanda, se planifica la construcción de un nuevo acceso sur que contará con un corredor vial de 15 kilómetros de longitud con cuatro carriles de circulación con parterre central (MTO, 2020).

A lo largo del trazado de este importante proyecto del corredor vial, existen varios tramos de corte. Del estudio vial para la Construcción de la carretera Cuenca-Estación de Cumbe (Acceso Sur a Cuenca) de 14 km de longitud aproximada, ubicada en la provincia del Azuay, se ha identificado diez taludes que deben ser analizados e intervenidos. El caso de estudio en el cual se enfocará el presente trabajo de titulación es el talud que se encuentra entre el km 4,520 y el km 5,200, el cual pertenece a la formación geológica Turi y su longitud es de aproximadamente 700 m. Se establece este talud como base para este estudio, pues es el que presenta mayor extensión y grado de complejidad.

Para proponer cualquier medida de estabilización, es necesario caracterizar adecuadamente los parámetros geomecánicos de los materiales, para lo cual son

necesarios los ensayos de campo y la caracterización geofísica del lugar, los cuales son correlacionados conjuntamente para obtener las propiedades geotécnicas y dinámicas del suelo. Para definir estas propiedades, se debe tomar en cuenta la variabilidad de estas parametrizaciones, las cuales, están comprendidas en un rango de valores a analizar. El cálculo del factor de seguridad del talud, considerando esta variabilidad de los parámetros geomecánicos, proporcionará varias combinaciones, de las cuales se definirá la alternativa que cumpla la normativa ecuatoriana de construcción y que sea la más económica.

1.2 Problemática

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas MTOP, dentro de sus objetivos de planificación vial para la Regional 6, impulsa el estudio definitivo previo a la Construcción del nuevo acceso a la ciudad desde el sur, en el tramo vial Cuenca Cumbe, este proyecto nace como una solución a una necesidad de cubrir la alta demanda actual de tráfico y los consiguientes problemas que causa no solo en ámbitos de tráfico sino también en accidentabilidad y seguridad en general.

En el proyecto del nuevo acceso Sur a la ciudad de Cuenca, que comprende un corredor vial de 15 kilómetros, se identifican diez taludes que requieren intervención. Entre ellos, destaca el talud ubicado entre las abscisas 4+520 y 5+200, que por su extensión y altura, presenta el mayor grado de complejidad.

Este estudio se centra en dicho talud, con el objetivo de evaluar la variabilidad de sus parámetros geomecánicos mediante métodos probabilísticos. Los resultados obtenidos permitirán seleccionar la alternativa de corte más adecuada para garantizar la estabilidad del talud.

El primer punto para evaluar y analizar la estabilidad de un talud es definir los parámetros de resistencia al corte del suelo; cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ). En este contexto, se cuenta con estudios previos realizados por el MTOP, en donde la campaña de exploración se ha centrado en geofísica, perforaciones y ensayos de compresión simple (MTOP, 2020).

1.3 Objetivos General y Específicos

1.3.1 Objetivo general

Analizar el factor de seguridad del talud ubicado entre el km 4+520 y el km 5+200 de la vía Cuenca - Cumbe, considerando la variabilidad de las propiedades de los materiales para el planteamiento de una propuesta de estabilización.

1.3.2 Objetivos específicos

- Realizar la caracterización geológica y geotécnica de la zona de estudio a partir de revisión bibliográfica.
- Analizar el estado de equilibrio límite de falla para la verificación de la estabilidad del talud comprendido entre las abscisas 4+520 y el 5+200 y la optimización del perfil geométrico, considerando la variabilidad de los parámetros geomecánicos.
- Analizar las ventajas y desventajas de la variabilidad de los parámetros geomecánicos para la evaluación de estabilidad de los taludes.

1.4 Información relacionada con el área de estudio

El sitio de estudio se encuentra ubicado al sureste de la ciudad de Cuenca, ubicado entre el km 4+520 y el km 5+200 de la carretera Cuenca – Cumbe (acceso sur a Cuenca).

El área de influencia está enmarcada en las coordenadas: 717212.00 m E 9672391.00 m S en el sistema WGS84 / UTM zona 17S. En la **Figura 1-1** se presenta la ubicación del talud de estudio dentro cantón Cuenca.

UBICACIÓN DE PROYECTO

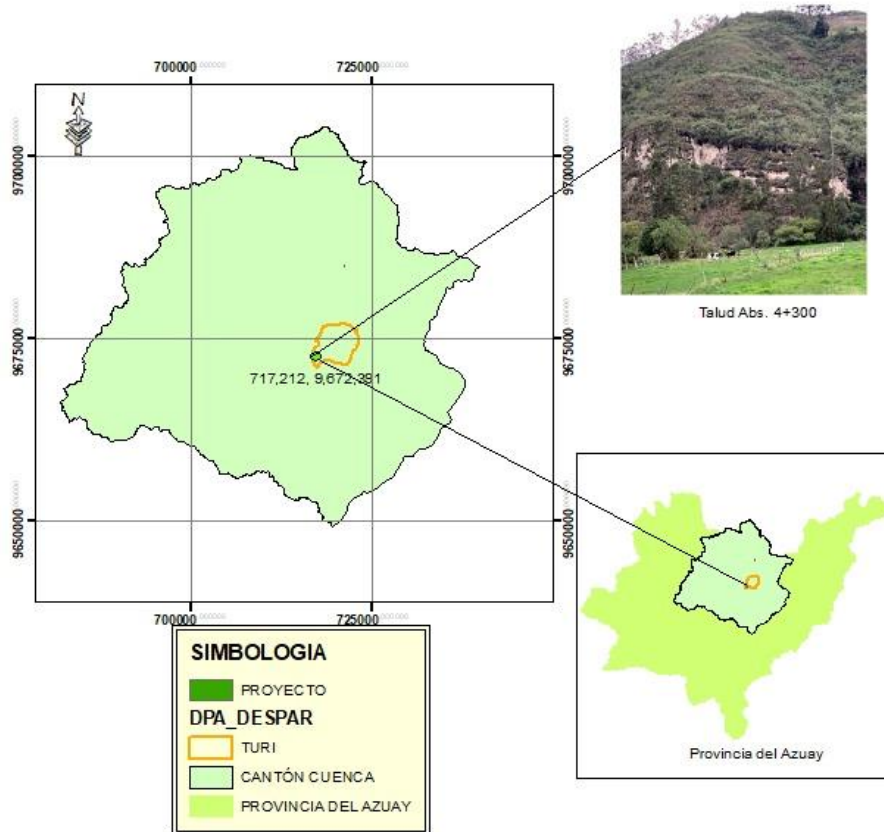


Figura 1-1: Ubicación geográfica del talud de estudio.

1.4.1 Geología local

El talud ubicado entre el km 4+520 y el km 5+200 de la vía Cuenca-Estación de Cumbe, está sobre depósitos de la Fm Turi en el sector de Zhucay, como se puede observar en la **Figura 1-2**.

GEOLOGÍA ZONA DE PROYECTO

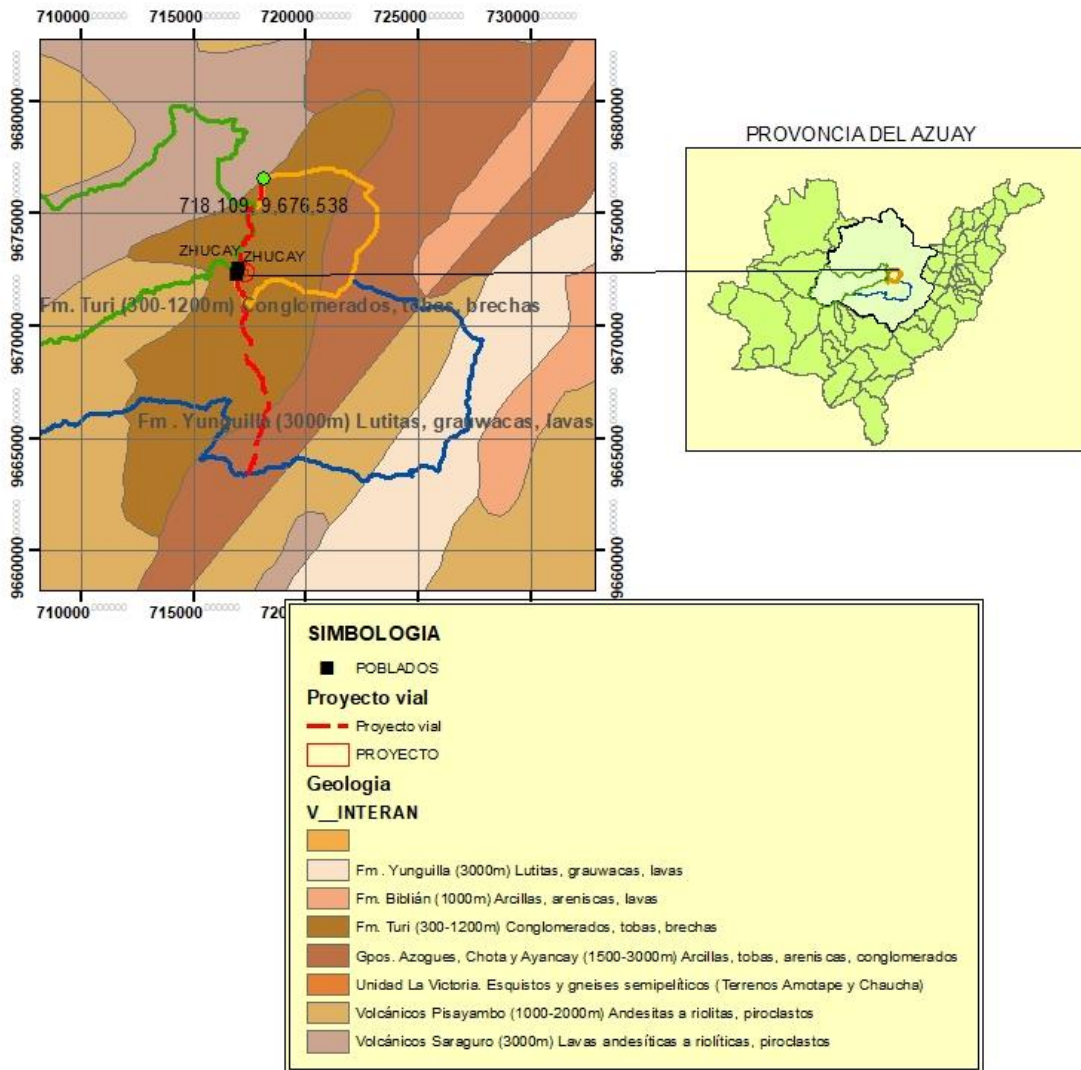


Figura 1-2: Geología de la zona del proyecto

Esta formación consta en su litología de conglomerados de base, arenas, arcillas, tobas y brechas bien estratificadas, presentando condiciones de estabilidad adecuadas. En el sector se presentan depósitos aluviales recientes y potentes estratos de material coluvial sobre los aluviales (Cruz, 2012).

De acuerdo con el proyecto vertical, el talud en estudio presenta una altura de corte de hasta de 55 m, como se muestra en la **Figura 1-3**. La zona de estudio presenta desprendimientos puntuales de bloques, los cuales se incrementan en épocas de lluvias fuertes por erosión



Figura 1-3: Talud del km 5 de la vía Cuenca-Estación de Cumbe

La Formación Turi representa la secuencia más joven de relleno de la cuenca y puede ser dividida en dos miembros, los miembros Turi y Santa Rosa. Noblet et al, (1998), consideró a los miembros Turi y Santa Rosa como parte de la formación Mangán, posteriormente (Steimann, 1997), agrupa estos miembros y les da el estatus de formación Turi. Los miembros sobreyacen inconformemente las formaciones previas con un ángulo de hasta 60° (Steimann, 1997).

El miembro Turi consiste en conglomerados pobremente clasificados con clastos bien redondeados de hasta 40 cm de diámetro. La intercalación de areniscas gruesas con estratificación cruzada es frecuente. Los componentes son mayormente fragmentos de roca volcánica derivados desde la Cordillera Occidental, como se puede observar en la **Figura 1-4** . Los clastos metamórficos son menos abundantes e incluso ausentes. El estilo de estratificación y tamaño de grano indican la depositación en un sistema de ríos trenzados con un transporte dirigido de oeste a este (Steimann, 1997).

Steimann, (1997), estimó un espesor máximo de alrededor de 300 m para el Miembro Turi en el sector del Cerro Monjas, donde los sedimentos yacen horizontalmente con una aguda inconformidad angular sobre la formación Mangán.

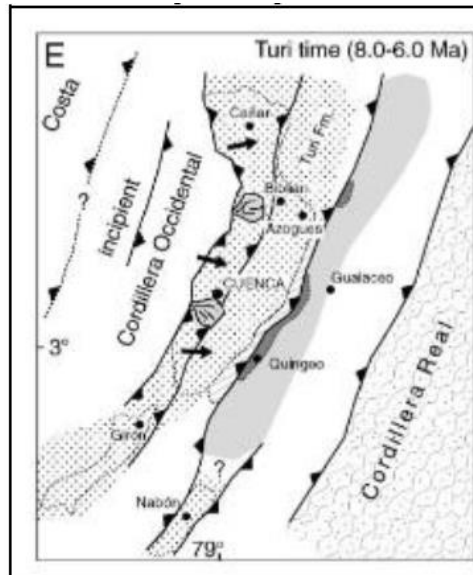


Figura 1-4: Tiempo de deposición del Fm. Turi
Fuente: Informe Geológico, 2019

La sedimentación de los miembros Turi y Santa Rosa tomó lugar en un ambiente intermontaña que, para el miembro Turi, corresponde a la deposición en un sistema de ríos trezados con un transporte dirigido de oeste a este, y para el Miembro Santa Rosa corresponde a deposición sobre un abanico aluvial, el cual fue suministrado desde el oeste (Noblet et al., 1988; Steinmann, 1997). Cuatro muestras colectadas en el miembro Turi, dan edades del Mioceno tardío (9,6 a 8,0 Ma), mientras que para el Miembro Santa Rosa las relaciones estratigráficas con las formaciones subyacentes y sobreyacentes datadas, implican deposición contemporánea con el Miembro Turi (Steimann, 1997).

1.4.2 Geomorfología

La zona de estudio del proyecto comprende de relieves montañosos y colinas. Los relieves montañosos constituyen elevaciones naturales de altura considerable, su altura y forma se deben a plegamiento de las rocas superiores de la corteza terrestre y que aún conservan rasgos reconocibles de las estructuras originales a pesar de haber sido afectadas en diverso grado por los procesos de denudación fluvio – erosional y glaciárica. La colina alta proveniente de procesos de erosión y coluviación e índice de relieve alto (MTOP, 2020).

En la **Figura 1-5**, se describe la geomorfología del talud ubicado entre las abscisas 4+520 y 5+200, comprendido de colinas y elevaciones de altura considerable.

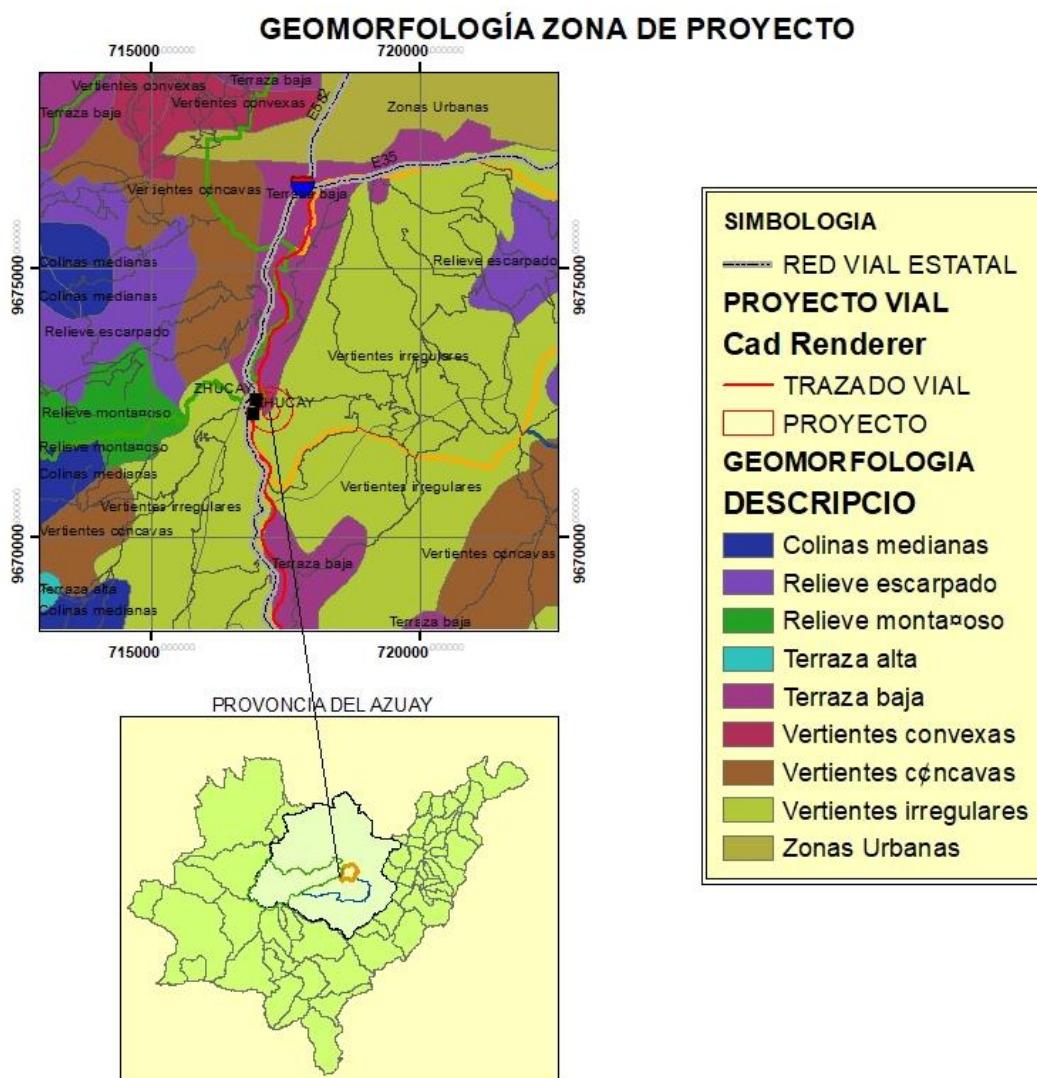


Figura 1-5: Geomorfología de la zona del proyecto

1.4.3 Sismicidad

El sitio donde se construirá el proyecto vial se localiza dentro de una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo con el mapa presentado en la **Figura 1-6**. El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

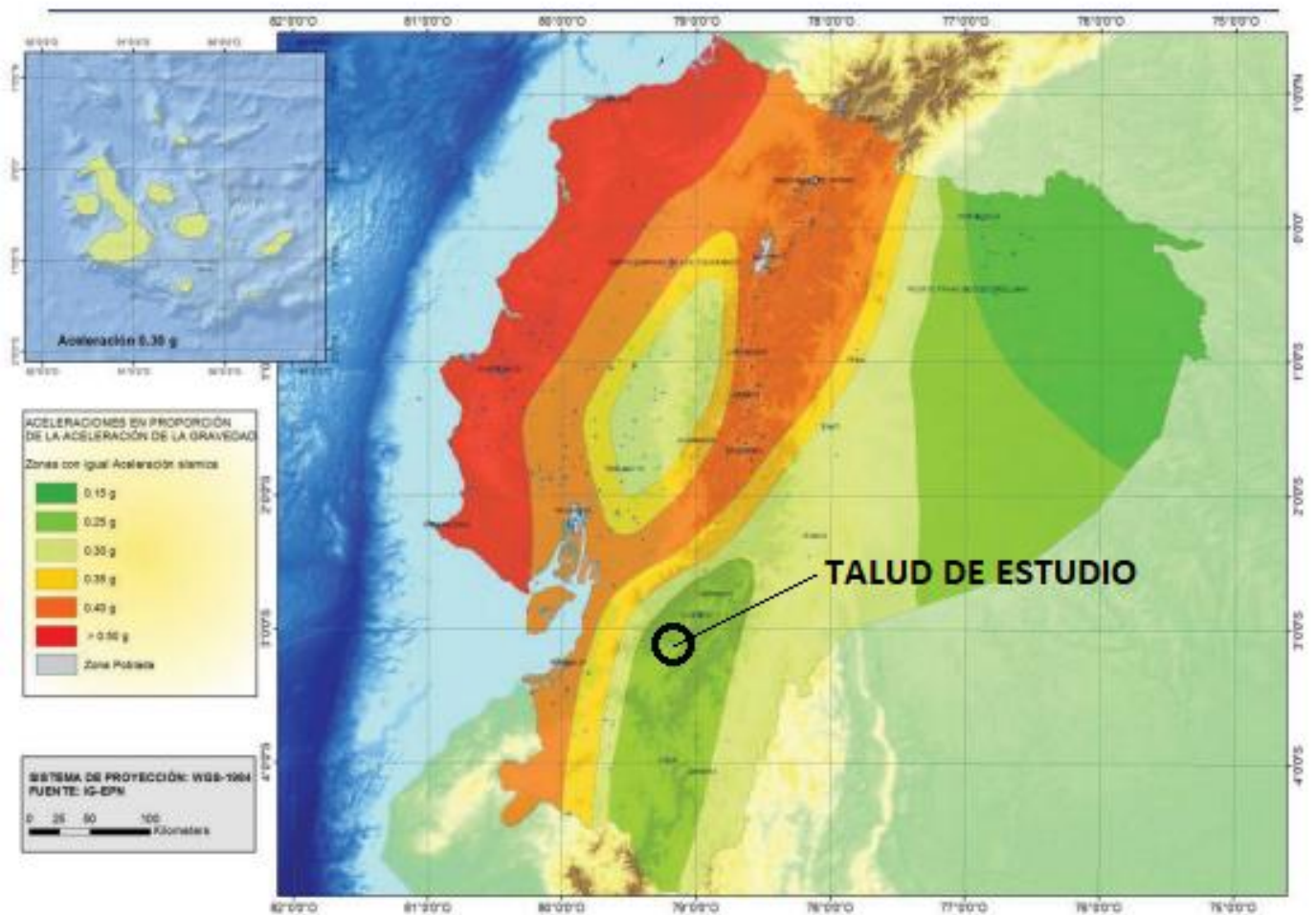


Figura 1-6: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2011

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, los valores esperados para la zona de estudio del factor Z es de 0.25 g para un periodo de retorno de 475 años. Con base en los estudios de geofísica y a la clasificación de los perfiles de suelo de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción, NEC (2015), se determina que el tipo de suelo es tipo C.

Coefficiente de aceleración sísmica en la estabilidad de taludes

Según la NEC, en el caso de taludes, al considerarse el diseño para un periodo de retorno de 475 años, el coeficiente de aceleración horizontal (k_h) en análisis permanentes o de larga duración (> 6 meses) será:

$$k_h = 0.6(PGA_{suelo}(Tr=475 \text{ años}))$$

$$PGA_{suelo}(Tr=475 \text{ años}) = Z * Fa$$

Donde Fa es el coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto NEC (2015). Los valores del coeficiente de aceleración horizontal (kh) para un periodo de retorno de 475 años ($PGA_{\text{suelo}}(T_r = 475, \text{ años})$), para un tipo de suelo C tiene un coeficiente de 0.195.

1.5 Campaña de exploración geotécnica

De acuerdo al informe del MTOP (2021), se realizaron visitas de campo, en las que se estableció las condiciones geológicas del sitio, esto con el fin de determinar los rasgos geométricos y mecánicos del área de estudio. Se realizaron campañas de exploración directa como perforaciones de roto-percusión y calicatas, y de exploración indirecta como ensayos de sísmica de refracción (SRS), la cual mide la velocidad de onda compresional (V_p) y velocidad de onda de corte (V_s), ensayos de resistividad eléctrica (TE) y ensayos MASW+ReMi midiendo la V_s .

1.5.1 Exploración indirecta: Prospección geofísica

De acuerdo a lo detallado en el informe MTOP (2021), se dispone de los resultados de los ensayos geofísicos, cuyo objetivo principal es determinar los distintos materiales que conforman el subsuelo y determinar la presencia de basamento o roca de base.

La campaña de exploración geofísica para este talud en particular consistió en:

- Sísmica de Refracción (SRS) sobre dos perfiles de 220 m y un perfil de 110 m sobre los que se midieron la velocidad de onda compresional (V_p) y velocidad de onda de corte (V_s).
- MASW, ReMi o MAM, en un perfil de 110 m.

En la **Tabla 1-1**, se muestran las coordenadas de los puntos de inicio y fin, de los perfiles en los cuales se obtuvieron las velocidades de corte V_s y compresional V_p , así como el perfil donde se aplicó el MASW.

Tabla 1-1: Prospección Geofísica: Sísmica de Refracción y MASW, ReMi o MAM

Perfil #	INICIO		FIN		Longitud (m)
	Coord. X	Coord. Y	Coord. X	Coord. Y	
Ensayos de Sísmica de Refracción (SRS)					
SRS-G-03	717114.4	9672406.2	716983.1	9672266.3	220
SRS-G-04	717134.5	9672256.5	716983.4	9672406.3	220
SRS-G-05	717027.9	9672201.5	716932	9672186.8	110
Ensayos MASW+ReMi					
RM-3-01	717134.5	9672256.5	716983.4	9672406.3	110

En la **Figura 1-7**, se muestran los perfiles descritos en la tabla anterior, con referencia a la ubicación del talud de estudio.

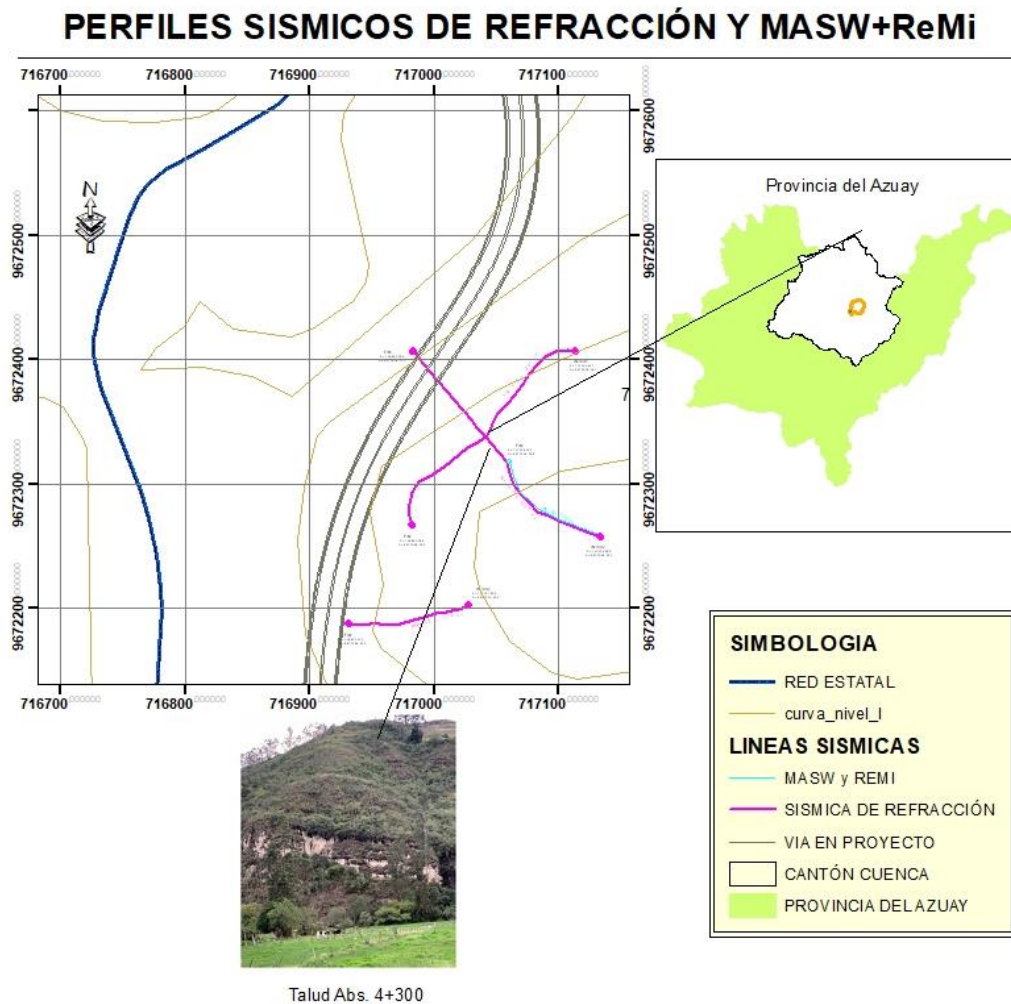


Figura 1-7: Perfiles sísmicos de refracción y MASW+ReMi

1.5.1.1 Interpretación sísmica de refracción

En los ensayos realizados, se tienen las siguientes consideraciones:

La longitud total es de 550 m, comprendidos en 3 perfiles, en los cuales la separación entre geófonos fue de 10 m.

Dentro de la interpretación de la sísmica de refracción se determinó en primera fase las primeras llegadas de las ondas refractadas a partir de los sismogramas, dromocronas (gráficos tiempos-distancia) y su correlación de dromocronas.

1.5.1.2 Interpretación MASW y ReMi o MAM

La obtención de la velocidad de corte V_s , viene dada del inverso de la función matemática de la velocidad de fase de dispersión de la onda Rayleigh, la cual es calculada a través del programa SeisImager SW (Surface Waves), el mismo que proporciona los datos de velocidad V_s a profundidades comprendidas entre 20 m y 30 m, las cuales luego son comparadas de acuerdo a la Clasificación IBC (International Building Code).

Para el procesamiento de datos del método MASW, se tomaron en cuenta los datos obtenidos en los geófonos tanto en los registros de ida como los de regreso. En cambio, para método pasivo ReMi o MAM, se consolidó un solo registro de datos, que son el resultado de la combinación de 20 registros iniciales.

En el método MASW, se obtuvieron dos registros en los extremos del cable de geófonos como registros de ida y regreso. En el método pasivo ReMi o MAM, se obtuvieron veinte registros que luego fueron combinados y transformados en uno solo para el tratamiento de datos.

1.5.1.3 Análisis de resultados de la prospección geofísica

Según la publicación: "Recomendaciones para la utilización de la prospección sísmica en el estudio de las propiedades físico – mecánicas de los materiales, en condiciones naturales con fines constructivos", del Comité de Construcción de la Ex URSS; propuesto por V. I. Bondariev, y, V. A. Shemshurin; Moscu-URSS-1974, se establece:

El módulo de elasticidad dinámico, viene dado en función de la velocidad de propagación de las ondas longitudinales, V_p , y, transversales, V_s , mediante las formulas:

$$Edin = Vp^2 \frac{\gamma (1 + \mu_d) (1 - 2\mu_d)}{g (1 - \mu_d)}$$

$$Edin = 2Vs^2 \frac{\gamma}{g} (1 + \mu_d)$$

De las dos formula anteriores se tiene que coeficiente de Poisson dinámico es:

$$\mu_d = \frac{(Vp/Vs)^2 - 2}{2(Vp/Vs)^2 - 2}$$

El módulo de corte G , de aplicación en el análisis dinámico de las estructuras, se puede determinar con la velocidad de las ondas transversales V_s , y tiene relación con el módulo de elasticidad dinámico.

$$G = \frac{\gamma}{g} Vs^2 \qquad Edin = 2G(1 + \mu_d)$$

La densidad ρ es la relación entre el peso unitario γ y la aceleración de la gravedad g (9.80 m/s^2), y representa el estado en que se encuentra el medio, pudiendo estar seco o saturado.

$$\rho = \frac{\gamma'}{g} \qquad \text{donde:} \qquad \gamma' = \gamma - \gamma_w$$

$$\gamma = \gamma_o + 0.002 Vp$$

Para la evaluación de la capacidad de carga, en consecuencia deben caracterizarse con los parámetros elásticos estáticos.

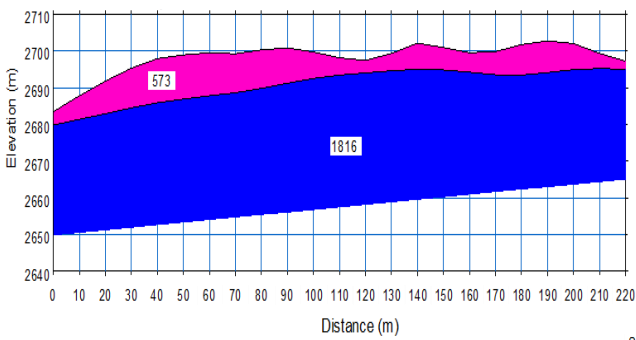
Se ha relacionado el módulo de elasticidad dinámico **Edin** con el estático **Eest**; los valores medidos de la relación **Edin/Eest** dan un valor medio de 4 (v. Link 1969; Mayer 1963), pero oscilan entre 1 (en roca perfectamente sana) y 19.6 (en lutita). Esta relación crece con el grado de alteración.

Las investigaciones realizadas y recopiladas en la referencia antes mencionada, establecen relación entre los módulos estáticos y dinámicos, que aplican:

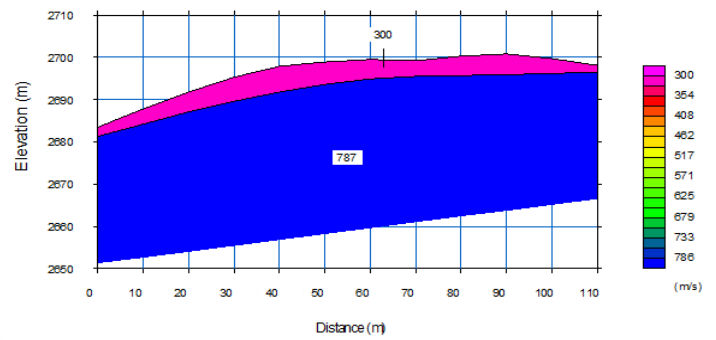
$$E_{est} = 0.97 \left[\frac{E_{din}}{E_{din \max}} \right]^{0.141} E_{din}$$

$$E_{din \max} = 1300000 \text{ Kg/cm}^2$$

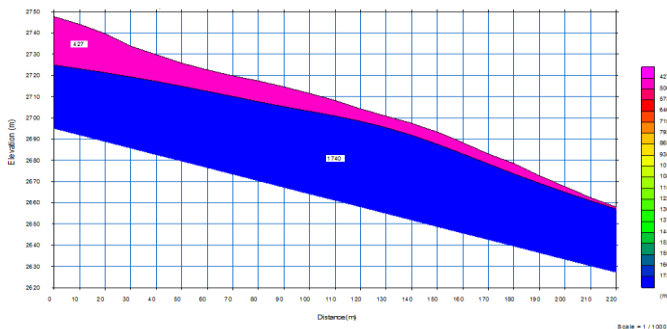
En la **Figura 1-8**, se muestran los tres perfiles investigados con sísmica de refracción; se obtiene como resultado dos capas, para cada uno de los perfiles.



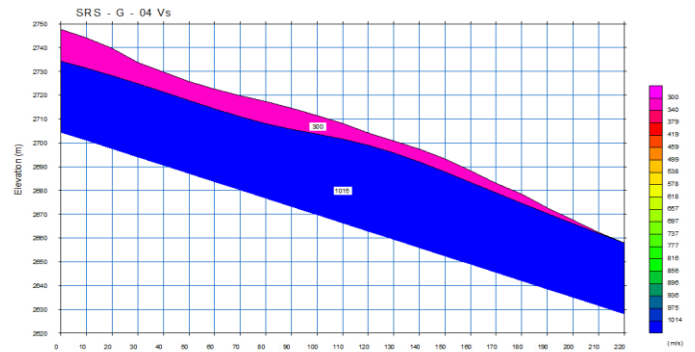
a) SRS-G-03-Vs



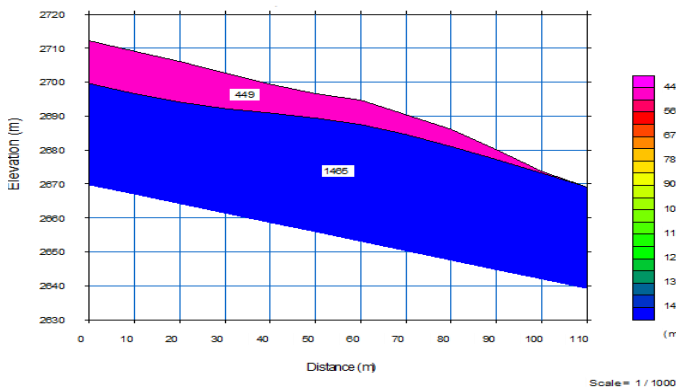
b) SRS-G-03-Vp



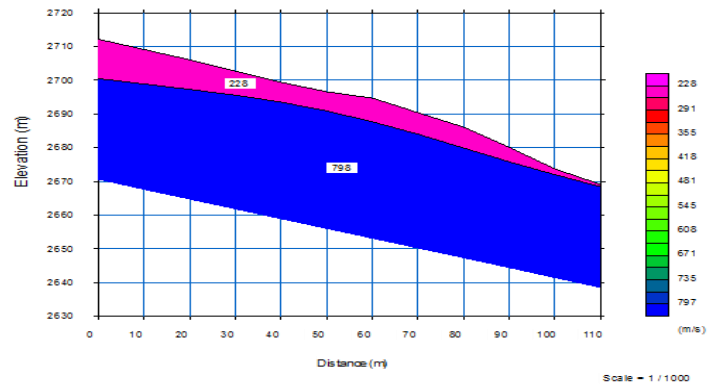
c) SRS-G-04-Vs



d) SRS-G-04-Vp



e) SRS-G-05-Vs



f) SRS-G-05-Vp

Figura 1-8. Perfiles sísmicos
Fuente: (MTO, 2021)

Una primera capa caracterizada por una velocidad V_p de 573 m/s en el perfil SRS-G-03 con profundidades mínima y máxima entre 1.7 m a 12.3 m; 427 m/s en el perfil SRS-G-04, con profundidades entre 0.9 m a 22.1 m; 449 m/s en el perfil SRS-G-05 y profundidades que varían entre 0.5 m a 12.6 m; correspondiente al suelo vegetal y/o de cobertura de tipo limo arcilloso.

Un segundo medio cuya velocidad es igual a 1816 m/s en el SRS-G-03; 1740 m/s en el SRS-G-04; y, 1465 m/s en el SRS-G-05, que podría estar constituido por limos arenosos.

En la **Tabla 1-2**, se resume los parámetros elásticos obtenidos de la aplicación de los métodos MASW y ReMi o MAM. De acuerdo a la Clasificación IBC (International Building Code) los perfiles clasifican como suelos Clase C que correspondería a suelos densos o roca suave (limos consolidados o roca meteorizada).

Tabla 1-2. Parámetros Elásticos Dinámicos Perfiles Sísmicos

<i>PERFIL</i>	<i>CAPA</i>	<i>V_p</i> (m/s)	<i>V_s</i> (m/s)	μ	γ' (ton/m ³)	<i>G</i> (ton/m ²)	<i>Edin.</i> (ton/m ²)	<i>Edin</i> (kg/cm ²)
SRS-G-03	1	573	300	0,311	0,66	6.087,78	15.964,41	1.596,44
	2	1816	787	0,384	0,95	59.790,38	165.545,31	16.554,53
SRS-G-04	1	427	300	0,013	0,61	5.632,03	11.406,14	1.140,61
	2	1740	1015	0,242	0,93	98.015,79	243.491,86	24.349,19
SRS-G-05	1	449	228	0,326	0,62	3.295,33	8.741,04	874,1
	2	1465	798	0,289	0,88	57.198,89	147.465,25	14.746,53

En la **Figura 1-9**, se detalla las velocidades de onda V_s hasta la profundidad de 30 m, en donde la $V_s = 686.9$ m/s.

Site name : RM- G-01 COMBINADA

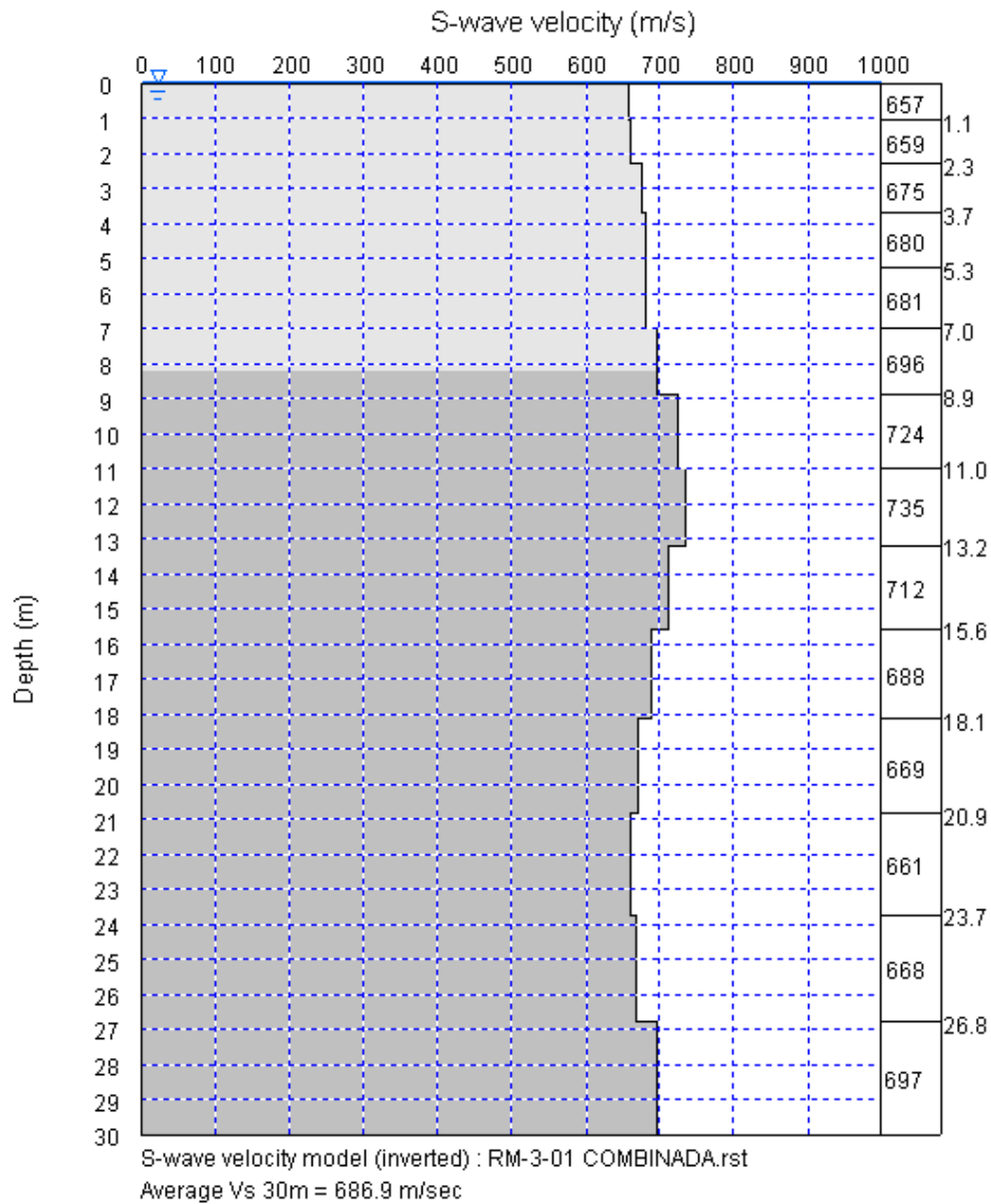


Figura 1-9: Interpretación MASW y MAM
Fuente: (MTO, 2021)

1.5.2 Exploración directa: perforaciones con registro de SPT y calicatas

La exploración geotécnica de perforaciones para el caso del talud de estudio debido a la magnitud de la excavación se realizaron tres secciones de análisis, cuya ubicación se presenta en la **Figura 1-10**.

PERFORACIONES

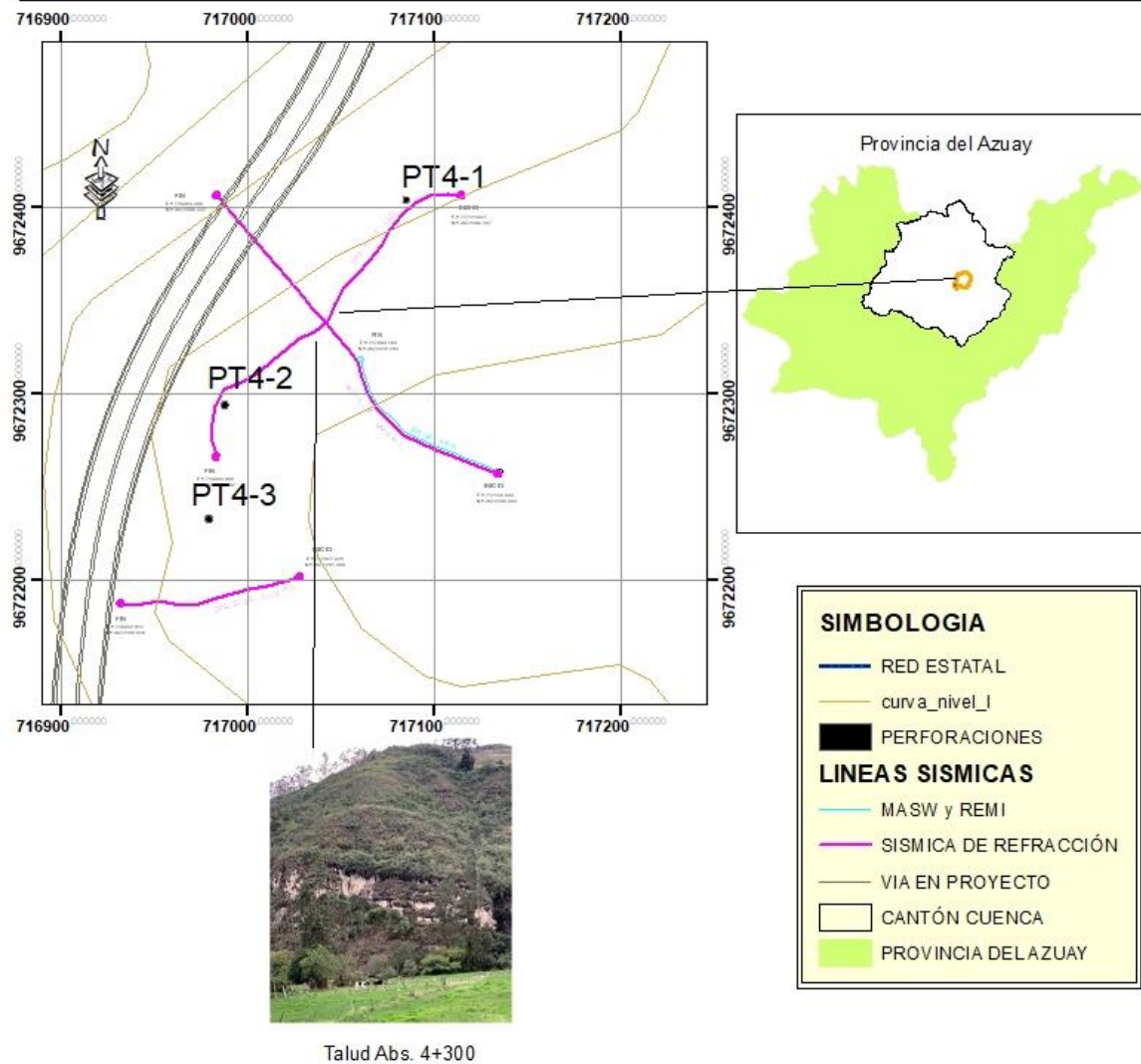


Figura 1-10: Ubicación de las perforaciones realizadas

Durante las perforaciones se han extraído muestras alteradas, inalteradas y testigos de roca para verificar la calidad, el grado de meteorización y fragmentación de ésta.

En la **Tabla 1-3**, se muestran las coordenadas de cada una de las perforaciones, así como las profundidades, nivel freático.

Tabla 1-3: Ubicación de las perforaciones realizadas

<i>N</i>	<i>Perforación</i>	<i>Talud</i>	<i>Coordenadas</i>		<i>Prof. (m)</i>	<i>Nivel de Agua (m)</i>
			<i>x</i>	<i>y</i>		
1	PT4-1	Talud	717085	9672404	60	55
2	PT4-2	Talud	716988	9672293	60	44.5
3	PT4-3	Talud	716979	9672233	35	21.5

Nota: CS: Compresión Simple

Las calicatas descritas en la **Tabla 1-4**, se realizaron para complementar la información de las perforaciones, para extraer muestras inalteradas y para verificar las litologías de zonas de difícil acceso para la perforación.

Tabla 1-4: Ubicación de las calicatas realizadas

<i>N</i>	<i>Calicata</i>	<i>Talud</i>	<i>Coordenadas</i>		<i>Prof. (m)</i>	<i>Nivel de Agua (m)</i>
			<i>x</i>	<i>y</i>		
1	CT-7	Talud	717004	9672454	4.2	-
2	CT-7B	Talud	717055	9672417	1.1	-
3	CT-8	Talud	716918	9672354	4.6	-
4	CT-8B	Talud	716957	9672321	1.75	-
5	CT-9	Talud	716926	9672220	4.9	-
6	CT-9B	Talud	716959	9672251	1.7	-

1.5.2.1 Determinación del nivel freático

La estimación del nivel freático es primordial para determinar los estratos saturados en el análisis de estabilidad del talud. Por lo tanto, se estimó el nivel de freático durante la realización de los sondeos SPT y observaciones de campo, sin embargo, debido a que existen materiales de muy baja permeabilidad (arcillas y limos) el nivel registrado puede variar.

1.5.2.2 Descripción de la estratigrafía

De acuerdo al informe del (MTO, 2020, 2021), la descripción de la estratigrafía ha sido realizado en base a lo identificado en la exploración geotécnica-geofísica, de perforaciones y MASW+ReMi.

En la **Figura 1-11**, se muestra el talud a intervenir el cual se encuentra en las abscisas 4+520 y 5+200, y las perforaciones realizadas están en las abscisas 4+670, 4+790 y 4+930.



Figura 1-11: Talud de estudio

Para la adecuada caracterización geotécnica se realizaron tres perforaciones (PT4-1, PT4-2 y PT4-3) y se definieron tres perfiles geotécnicos de análisis en las abscisas del km 4+670, km 4+790 y km 4+930.

Perforación PT4-1 (km 4+670):

Los datos obtenidos son los siguientes:

- **Arcilla-Limos 1** (hasta la profundidad de 3.0 m) con SPT en el rango de 9 a 13 golpes correspondiente a materiales rígidos.
- **Conglomerado Alterado 1** (3 a 9.5 m) caracterizado mediante el criterio de Mohr-Coulomb
- **Arenisca-Limolita 1** (9.5 a 16 m), caracterizado mediante el criterio de Hoek-Brown, resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) de 2 a 8.7 MPa.
- **Conglomerado 2** (16 a 20 m)
- **Arenisca 2** (20.0 a 26.5 m), caracterizado mediante el criterio de Hoek-Brown, resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) 1 y 1.8 MPa
- **Conglomerado 3** (26.5 a 32 m)
- **Arenisca 3** (32.0 a 42.0 m), caracterizado mediante el criterio de Hoek-Brown, resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) 4 y 11.7 MPa

- **Conglomerado - Areniscas 4** (42.0 y 49.0 m), caracterizado mediante el criterio de Hoek-Brown, resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) 5 y 13.2 MPa
- **Arenisca 4** (desde 49 m al final), roca de resistencia débil, resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) 4.2 y 14.6 MPa

Perforación PT4-2 (km 4+790):

Los datos obtenidos son los siguientes:

- **Limo 1 y Limo 2** (hasta la profundidad de 8.0 m), con SPT en el rango de 32 a 77 golpes correspondiente a materiales muy rígidos (limo1) y dura (limo2)
- **Conglomerado 1** (8.0 a 14.5 m), caracterizado mediante el criterio de Hoek-Brown, resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) 2.1MPa (roca débil)
- **Arenisca 1** (14.0 a 20.5 m) caracterizado mediante el criterio de Hoek-Brown, resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) 2.1MPa (roca débil)
- **Conglomerado 2** (20.5 a 26 m), material disgregado en la extracción de testigo.
- **Arenisca 2** (26 a 33.5 m), caracterizado mediante el criterio de Hoek-Brown, resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) 1.8 a 4.8 MPa (roca muy débil)
- **Conglomerado 3** (33.5 a 36 m), material similar a la capa Conglomerado 2
- **Arenisca 3** (36.0 a 51.5 m), caracterizado mediante el criterio de Hoek-Brown, resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) 3 a 12.2 MPa (roca débil a muy débil).
- **Arenisca 4** (desde 51.5 m al final), caracterizado mediante el criterio de Hoek-Brown, resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) 6.8 a 7.1 MPa (roca débil)

Perforación PT4-3 (km 4+930):

- **Arcilla 1** (hasta la profundidad 2.0 m), cobertura vegetal con SPT en el rango de 27 a 100 golpes correspondiente a materiales muy rígidos a duros
- **Conglomerado 1** (2.0 a 10.0 m), caracterizado mediante el criterio de Hoek-Brown, resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) 3.9 MPa (roca muy débil)
- **Arenisca 1** (10.0 a 18.0 m), caracterizado mediante el criterio de Hoek-Brown, resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) 3.7 a 11 MPa (roca débil a muy débil).
- **Conglomerado 2** (18 a 24.5 m) caracterizado mediante el criterio de Mohr-Coulomb, material disgregado en la extracción de testigo.
- **Arenisca 2** (24.5 a 27.5 m), caracterizado mediante el criterio de Hoek-Brown, resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) 4.4 a 10.3 MPa (roca débil a muy débil).
- **Conglomerado 3** (27.5 a 31 m), material similar a la capa de conglomerado 2

- **Arenisca 3** (desde 31 m al final), caracterizado mediante el criterio de Hoek-Brown, resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) 2.7 a 5.5 MPa (roca débil a muy débil).
- **Arenisca 4**, en esta perforación se llegó hasta los 35 m, y luego de esto se adopta este material similar a las perforaciones anteriores.

En la **Figura 1-12**, se representa la caracterización geotécnica de acuerdo con los resultados obtenidos de las perforaciones PT4-1, PT4-2 y PT4-3,

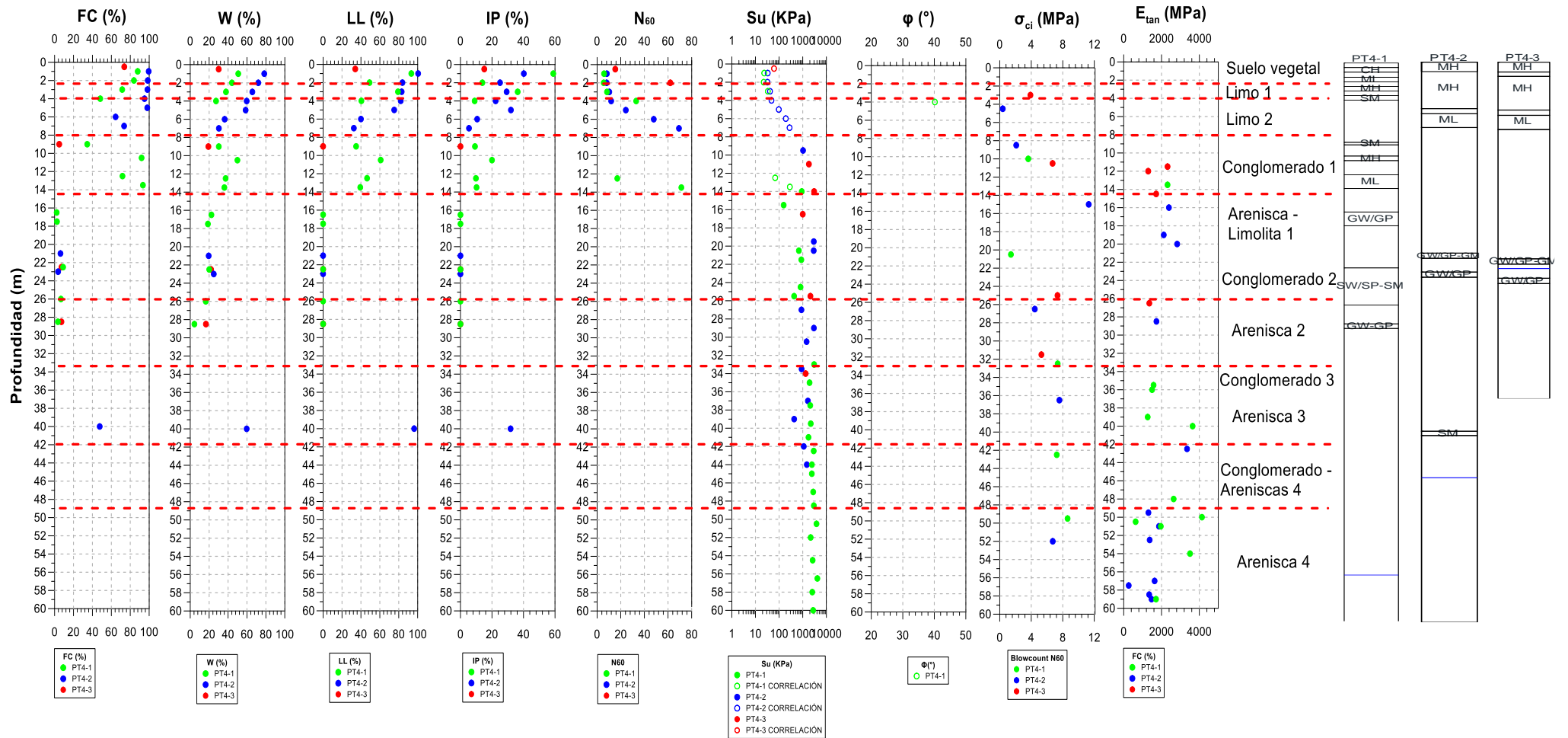


Figura 1-12: Caracterización geotécnica de materiales para la exploración geotécnica la perforación (PT4-1, PT4-2 y PT4-3).
Fuente: (MTO, 2020)

1.6 Estado de arte

1.6.1 Criterio de rotura o falla de Mohr – Coulomb

Los taludes pueden ser inestables cuando por alguna razón, el suelo reduce su resistencia al corte (τ), producido por ejemplo por la meteorización (IGME, 1987), donde se ve afectado los parámetros del suelo, como la cohesión, que se encarga de que las partículas del suelo se encuentren unidas. Este criterio es representado mediante la siguiente expresión:

$$\tau = c' + \sigma \cdot \tan \phi$$

Expresión en el cual, τ es la resistencia al corte del suelo, c' es la cohesión, σ es el esfuerzo normal efectivo y ϕ es el ángulo de fricción interno.

En los movimientos de masas de tierra se considera los mecanismos y tipo de falla, así como también el contenido de agua en el suelo, la velocidad y tamaño de movimiento de estas masas. Los deslizamientos son movimientos de suelo en diversas superficies de falla cuando se ha superado la resistencia al corte del suelo. Por otro lado, existen los movimientos tipo flujo, que son movimientos con un comportamiento similar a la de un líquido viscoso, tienden a ser secos o húmedos dependiendo del contenido de agua, estos tipos de movimientos por lo general son producidos a partir de los deslizamientos o desprendimientos. Por último, se pueden presentar los desprendimientos, que son un tipo de movimiento de masas de tierra que realizan una caída libre y rápida de material descompuesto, sean estos movimientos producidos por erosión, por movimiento sísmico u originados por factores humanos que ha dado como consecuencia, de que la resistencia al corte del talud disminuya (Sanhueza Plaza & Rodríguez Cifuentes, 2013).

1.6.2 Superficie de falla

Esta superficie de falla o rotura es una superficie tomada a lo largo de un talud, donde ocurre un deslizamiento, pero, si el talud es diseñado de una manera adecuada, considerando todos los parámetros y condiciones del sitio, esta falla o rotura no se produce. Por lo general, para el análisis y cálculo, se asume varias superficies de rotura, con la finalidad de conseguir el mínimo valor de factor de seguridad, siendo este factor de seguridad el correspondiente a la superficie más crítica para que se produzca un deslizamiento (Suarez, 2009).

Existen algunos tipos de forma de superficie de falla, entre ellas se encuentran: la de forma circular, la de forma en cuña y las generales – no circular. Presentadas en la **Figura 1-13**.

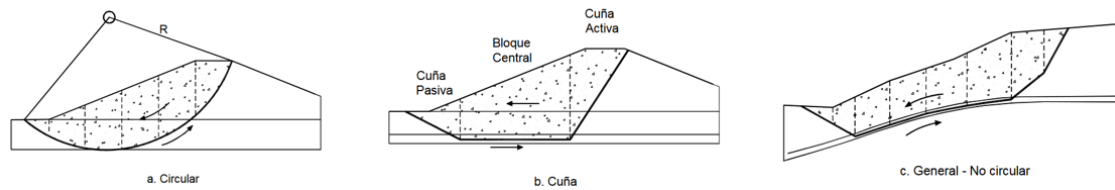


Figura 1-13: Formas de la superficie de falla.
Fuente: (Suarez, 2009)

Para obtener la resistencia al cortante, se debe tener en cuenta las condiciones drenadas o no drenadas del suelo ya que esta resistencia depende del grado de saturación y varía con el tiempo (Suárez, 1998).

1.6.3 Condiciones drenadas o no drenadas

Estas condiciones dependen de la capacidad que tiene el agua para desplazarse hacia adentro o fuera del talud, al momento en el que, al mismo, se le aplica una carga, con el objetivo de saber si es capaz o no de resistir los cambios de carga debido a la presión de poros existentes que son generados por la lluvia.

Es una condición no drenada, cuando al momento de aplicar una carga sobre el talud, este no tiene el tiempo suficiente para drenar durante el tiempo de cambios de carga. Por otro lado, cuando se da el aumento de la presión de poros a causa de la lluvia, el suelo tiene mayor permeabilidad y por ende el agua puede moverse con mayor facilidad, se la considera que es una condición drenada (Suárez, 1998).

1.6.4 Análisis con esfuerzos totales o efectivos

Para el análisis de un talud, siempre es posible utilizar el método de presión efectiva, ya que la resistencia del suelo es presidida por las presiones efectivas para condiciones drenadas y no drenadas, pero, el análisis in situ es casi imposible determinar de manera precisa, las presiones de poros que se van a formar bajo la aplicación o cambios de cargas. Por esta razón, no se puede manejar el procedimiento de esfuerzos efectivos (Suárez, 1998).

Se puede trabajar con esfuerzos efectivos, como en la mayoría de modelos geotécnicos para la estabilización de un talud, utilizando presiones efectivas sin que se dé un dato preciso de exceso de poros en las condiciones no drenadas (Suarez, 2009).

1.6.5 Metodologías para el Análisis de la Estabilidad de un talud

Los métodos para analizar la estabilidad de un talud, tienen como fundamento, un planteamiento físico-matemático, con la intervención de fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras actuantes sobre el talud, para determinar la condición y comportamiento del mismo (Sanhueza Plaza & Rodríguez Cifuentes, 2013).

Para obtener un buen modelo geotécnico dentro de la estabilidad de un talud, se debe efectuar reducciones y supuestos, con el fin de conseguir, de una forma cercana, las condiciones existentes del problema de estudio, es decir, obtener mediante un proceso matemático las condiciones de estabilidad de un talud (Duncan, 1996), se debe seleccionar de una manera correcta cada uno de los parámetros, condiciones, presiones, geometría del talud, entre otros, para posterior a ello realizar un análisis.

Existen factores desestabilizadores de alta complejidad muy difíciles de modelar debido a ello se encuentran las herramientas que son utilizadas para resolver este tipo de análisis y cálculos con uso de elementos finitos, discretos, modelos dinámicos y diferencias finitas (Suarez, 2009).

Los métodos y herramientas utilizadas para calcular los movimientos de un talud han evolucionado con el transcurso del tiempo, las herramientas utilizadas para el cálculo ayudan con la resolución de problemas de alta complejidad y brindan mayor veracidad de los resultados (Duncan, 1996).

Estas metodologías se encuentran divididas en dos grandes grupos: métodos de cálculo en deformaciones (métodos numéricos) y los métodos de equilibrio límite, estos últimos son basados en las leyes de la estática para establecer el equilibrio de un terreno inestable y que a su vez se subdividen en métodos exactos y no exactos (IGME, 1987).

1.6.5.1 Métodos de Equilibrio Límite

Estos métodos son los más utilizados, ya que analiza una masa potencialmente inestable, realizando una comparación entre fuerzas actuantes con las fuerzas resistentes al movimiento de una manera opuesta a lo largo de la superficie de falla,

entonces este método está basado en la elección de una superficie, criterio de rotura y un factor de seguridad (Sanhueza Plaza & Rodríguez Cifuentes, 2013).

Este método supone que, al momento de presentarse una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son similares a lo largo de la superficie de rotura, con un factor de seguridad de 1.0 (Suárez, 1998).

Los métodos de equilibrio límite se clasifican en: métodos exactos y no exactos. Para la aplicación de los métodos exactos se utiliza las leyes de la estática que da como resultado una solución exacta debido a que se omiten deformaciones y factor de seguridad constante en la superficie de falla, pero solo se los puede aplicar para fallas geometrías sencillas, como planar y cuña (IGME, 1987).

Los métodos no exactos como bien lo describe su nombre, no se obtiene una solución exacta, debido a que es un problema hiperestático y no existe posibilidad alguna de realizar simplificaciones, por el simple hecho de que se debe considerar todos los factores para la solución (IGME, 1987). Por lo tanto, debido a los diferentes tipos de análisis y soluciones, se llega a obtener diferentes resultados los mismos que pueden ser similares o a su vez contradictorios.

Se usa el factor de seguridad (FS), para conocer cuál es el factor de amenaza de que un talud pueda fracasar siendo el mismo diseñado en las condiciones más desfavorables. Fellenius (1927) presentó el factor de seguridad como el cociente entre la resistencia al corte real del talud y los esfuerzos críticos que conllevan al origen de la falla (Suárez, 1998).

Para este tipo de métodos el factor de seguridad (FS), se asume que es igual para todo punto por donde pase la superficie de falla (Suarez, 2009). Por lo tanto, el valor de FS es un promedio tomado a lo largo del todo el talud.

Para realizar los análisis en un talud con condiciones geométricas más complejas se aplican los métodos no exactos, debido a que no se le puede hallar una solución estática.

1.6.5.2 Métodos de dovelas

El método consiste en dividir en varias rebanadas conocidas como dovelas, la superficie de falla, que debido a sus condiciones geométricas, se la puede dividir en varias dovelas para llegar a obtener un cálculo más preciso, ya que mientras mayor sea el número de dovelas, mayor es la precisión de los resultados (Duncan, 1996). Este método es conocido como método de dovelas (Suárez, 1998) y se lo puede observar en la **Figura 1-14**.

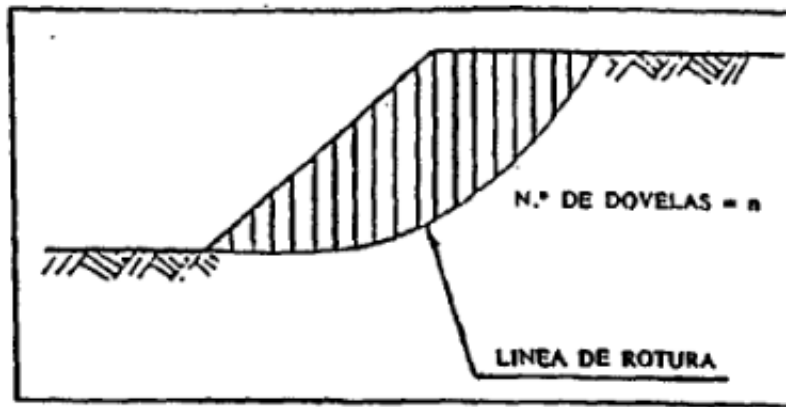


Figura 1-14: División de la masa deslizante en fajas verticales o dovelas.
Fuente: (IGME, 1987)

Los métodos de equilibrio límite suponen que los parámetros resistentes del talud, la cohesión y la tangente del ángulo de rozamiento, están divididos por el factor de seguridad FS, aplicando las ecuaciones de la estática a la masa deslizante (IGME, 1987).

El método de dovelas se divide en métodos precisos que son los que cumplen con el equilibrio de fuerzas y momentos; y los métodos aproximados que cumple solamente con una de las dos condiciones.

Los principales métodos utilizados mediante dovelas son: método aproximado de Bishop (1955) y Janbú (1968); método preciso Morgenstern y Price (1965).

1.6.5.3 Método de Bishop simplificado

Este método aproximado fue propuesto por Bishop en el año 1955, analiza la estabilidad de un talud, suponiendo que las fuerza en las caras laterales son horizontales. Este método solo satisface el equilibrio de momentos y no de las fuerzas horizontales (IGME, 1987). Se puede analizar la estabilidad de un talud mediante este método solo para superficies que tengan falla circular. Para reducir al mismo número de incógnitas, todas las fuerzas cortantes entre dovelas son igual a cero (Suárez, 1998).

1.6.5.4 Método de Janbú

Este método se dio en el año 1968, supone que las fuerzas de empuje son normales a las caras de las dovelas. Cumple con el equilibrio de fuerzas pero no el de momentos (IGME, 1987). Este método es aproximado, aplicado para cualquier superficie de falla dando un equilibrio de fuerzas, asumiendo que no hay una fuerza cortante entre dovelas. Este método utiliza un factor de corrección denominado F_0 , conteniendo bajos factores de seguridad (Suárez, 1998).

1.6.5.5 Morgenstern y Price

Dado en 1965, este método es de carácter preciso, se le puede aplicar para cualquier tipo de falla. Se trata de una relación entre fuerzas tangenciales y normales en las caras laterales de las dovelas (IGME, 1987). Este método da un equilibrio de fuerzas y momentos. Es un método similar al de Spencer, asume que, las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado y que inclinación de la fuerza resultante varía de acuerdo a una función arbitraria (Suárez, 1998). Los métodos aproximados cumplen con algunas de las condiciones de equilibrio a diferencia que, en los métodos precisos, cumplen la totalidad de las condiciones de equilibrio.

Morgenstern y Price (1965) es un método que cumple con las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos, de esta manera es aplicable para cualquier tipo de falla, considerando una relación entre esfuerzos cortantes y fuerzas normales, mediante una expresión arbitraria y no constante como el método de Spencer (1967) a pesar de ser métodos similares (Duncan et al., 2014).

1.6.6 Métodos de elementos finitos

Estos métodos a diferencia de los métodos de equilibrio límite, incluyen el análisis de esfuerzos y deformaciones en el talud, en condiciones estáticas, pero solicita de programas computacionales para su respectivo análisis, debido a que su aplicación es más compleja. Para modelar, es posible considerar la no homogeneidad de los estratos, variaciones en la geometría, presiones de poros, y diferentes tipos de cargas, pero, solicita un mayor tiempo recoger datos, procesar e interpretar resultados (Duncan, 1996).

El método fue introducido por Clough y Woodward en 1967, este método divide a la masa en unidades discretas denominadas elementos finitos, las cuales pueden ser rígidos o deformables. Este método es la formulación de desplazamientos que incorpora los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos a los puntos nodales (Suarez, 2009).

Los resultados que se obtienen, corresponden a esfuerzos y desplazamientos nodales, en la cual la situación de falla es de tipo progresiva, por lo que no todos los elementos fallan al mismo tiempo (Suarez, 2009).

1.6.6.1 Ventajas y desventajas de los métodos de elementos finitos

Suarez (2009), indica que este método tiene sus ventajas y desventajas:

Ventajas:

- Se considera comportamiento lineal del material en todo el análisis.
- Se puede modelar la secuencia de excavación con sistemas de estructura de soporte y la instalación de refuerzos.
- La falla es progresiva.
- Se puede homogenizar los detalles estructurales cercanos.
- Con base en el tiempo, se introduce cómo se comporta el material.
- A excepción de problemas elastoplásticos y de flujo, las demás ecuaciones son simétricas.
- Se considera una formulación convencional de deformaciones para la totalidad de posibilidades de carga.
- Se puede incluir el análisis de agua subterránea.
- El uso de los modelos geotécnicos es actualizado debido a toda la experiencia.

Desventajas:

- Se requiere de mucho tiempo para su resolución debido a que es un sistema de ecuaciones muy grande.
- El volumen analizado es discretizado.
- Dependiendo del material por el que está constituido, los modelos requieren de algoritmos sofisticados.
- Cuando los suelos son altamente fisurados no se puede utilizar el método.

1.6.7 Análisis probabilísticos para la estabilidad de un talud

El análisis probabilístico de taludes, tiene una ventaja principal y es que este análisis considera la confiabilidad y el riesgo del sistema, de esta manera estos modelos traen nuevas perspectivas sobre el riesgo y la fiabilidad (Fernández et al., 2018). El análisis probabilístico permite la combinación de parámetros de ángulo de fricción y cohesión para el análisis de estabilidad.

Hay factores que provocan incertidumbre, tales como las características geológicas poco homogéneas del material, pocos o casi nada datos efectivos, errores que se dan al momento de asumir los criterios durante el diseño y periodo de construcción, así como

simplificaciones y supuestos que se consideran en el modelo geotécnico todo aquello pueden ser evaluados mediante los análisis probabilísticos (El-Ramly et al., 2002).

Los parámetros son variables aleatorias que permiten obtener la distribución de probabilidad de falla del talud, luego que se haya realizado el proceso de cálculo (Zhang et al., 2010).

Se distinguen dos métodos dentro del análisis probabilístico: el método de simulación de Montecarlo y los nombrados aproximados, los mismos que permiten conseguir valores promedios y desviación estándar del factor de seguridad, pero no la función de distribución estadística, que a diferencia de Montecarlo se obtiene la forma para establecer la probabilidad de falla directamente.

1.6.7.1 Método de simulación de Montecarlo

Este es un método en el cual, mediante la simulación de variables aleatorias, se solucionan problemas matemáticos (Rodríguez-Aragón, 2011). El objetivo es representar el comportamiento de las variables reales lo más exacto posible para pronosticar cual será el comportamiento a futuro.

El método permite establecer la función de distribución de repetición de la variable dependiente ensayada por la generación de números aleatorios que representan las variables independientes. El proceso de evaluación del método se repite hasta que la distribución de probabilidad llegue al punto de convergencia (Hidalgo & Assis, 2011).

Con esta simulación se forman valores discretos de variables aleatorias con su respectiva función de probabilidad y con los datos generados, se calcula la función desempeño, permitiendo la obtención de gran cantidad de datos aleatorios, debido a que se conoce las variables de entrada como la cohesión, ángulo de fricción, desviación estándar y medidas (Fernández et al., 2018).

Este método se aplica para la aproximación de la función de probabilidad para una o más variables (Hidalgo & Assis, 2011). El método además, tiene como ventaja una conceptualización simple, pero para tener mayor precisión en los resultados, se debe realizar muchas iteraciones de la función desempeño (Christian et al., 1994).

Las funciones de densidad de probabilidad de las propiedades geotécnicas se basan en la confiabilidad, con el fin de reducir las incertidumbres (Osorio Salas & Cañón Barriga, 2017).

La simulación de Montecarlo, en lugar de hallar métodos analíticos, trata de buscar buenas aproximaciones a las distribuciones (Williams, 2003).

La metodología del procedimiento de simulación de Montecarlo, esta expresada a continuación:

- Establecer un modelo matemático.
- Determinar valores aleatorios (variables) de entrada.
- Crear un conjunto de datos de muestra.
- Adaptar el software o configurar a la simulación de Montecarlo. Para obtener el factor de seguridad y la función desempeño.
- Analizar los resultados obtenidos.

En un sistema, sean las respuestas “y”, dependientes de variables aleatorias “x”, conocidas por su probabilidad, se puede obtener mediante algoritmos, un muestreo suficientemente grande de estas variables conocidas, de modo que se aproximen sus histogramas, lo más exacto posible (Quevedo & Martínez, 2011). Como se observa en la **Figura 1-15**.

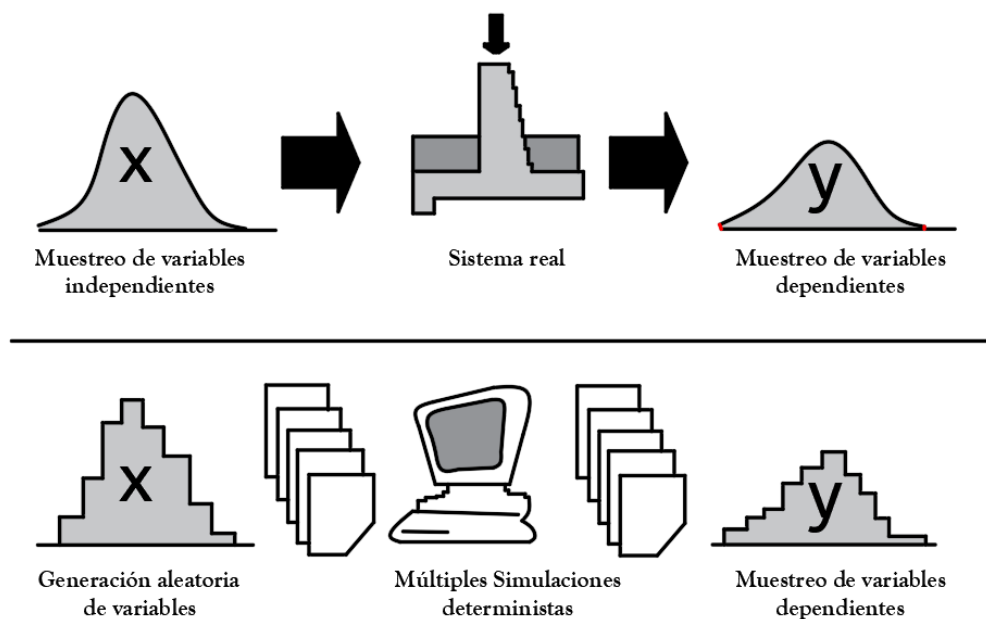


Figura 1-15: Simulación estocástica de problemas ingenieriles por el método de Monte Carlo.
Fuente: (Quevedo & Martínez, 2011)

Cuando se haya repetido el proceso metodológico las veces suficientes, se obtendrá en forma y magnitud la distribución de probabilidad de la variable dependiente “y”, con la confiabilidad (%) y en base a esta distribución, se puede seguir con el cálculo de parámetros estadísticos como: media, varianza, etc. (Hidalgo Montoya & Pacheco de Assis, 2011). La **Figura 1-16** presenta el procedimiento para la obtención de números aleatorios a través de una distribución.

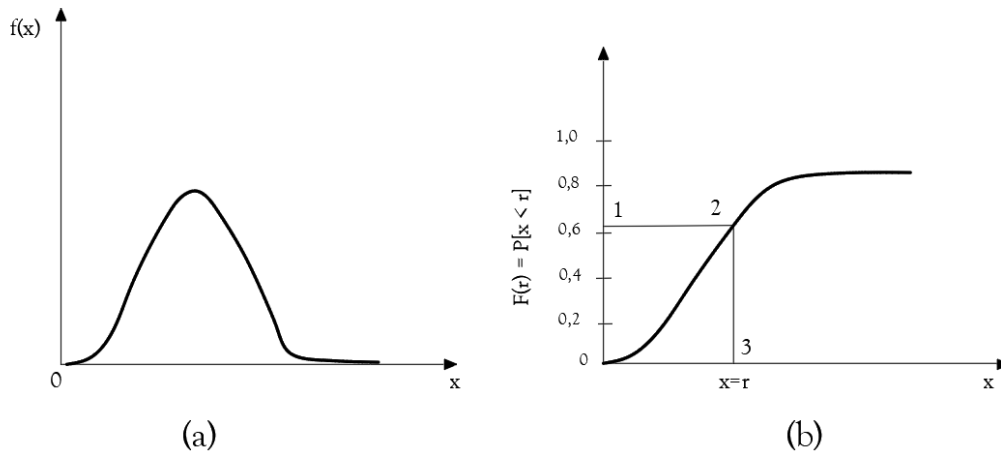


Figura 1-16: Procedimiento para la obtención de números aleatorios a través de una distribución.
Fuente: (Hidalgo Montoya & Pacheco de Assis, 2011)

1.6.7.2 Determinación de las variables aleatorias

Las variables aleatorias hacen referencia a los valores que se pueden tomar los parámetros del suelo, conociendo las probabilidades de algunos de ellos. Mediante estas variables se puede prever con mayor seguridad los resultados de las pruebas, si se realiza un gran número de pruebas, las predicciones serán más exactas (Vega, 1983). Estas variables aleatorias pueden ser: discretas, continuas y normales.

Las variables aleatorias son ciertas únicamente para el lugar donde es medido, un conjunto de las mismas y mediante funciones de distribución estadística pueden dar la información de los demás espacios (El-Ramly et al., 2002).

Debido a muchos factores, se da la incertidumbre en la estabilidad de una talud, algunos de ellos pueden ser la ignorancia de los detalles geológicos, la estimación de las propiedades del suelo, en la **Figura 1-17** se presenta las categorías de incertidumbre (Christian et al., 1994).

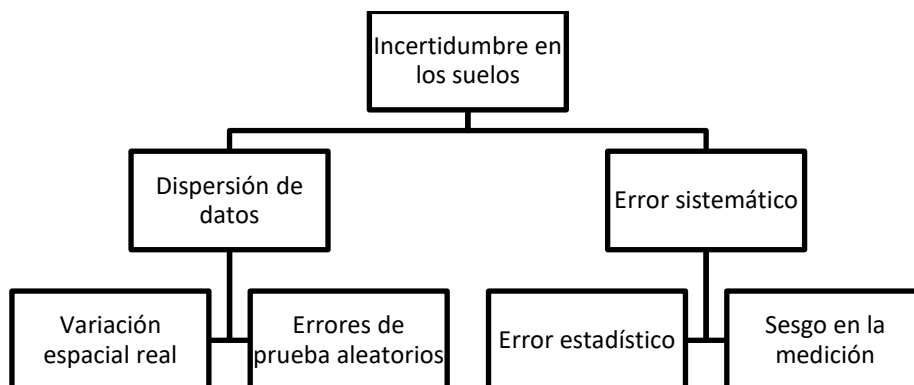


Figura 1-17: Categorías de incertidumbre en las propiedades del suelo.
Fuente: (Christian et al., 1994).

De acuerdo con Hidalgo & Assis (2011) la incertidumbre de los parámetros, dependerá de la precisión para que el modelo represente de una manera más exacta las condiciones estimadas en el lugar de medida, de esta forma se obtiene más o menos incertidumbre en los resultados. También, este autor indica que con los parámetros estimados se puede producir las siguientes incertidumbres:

- Error estadístico sistemático ocasionado por falta de ensayos o mediciones.
- Datos no muy preciosos debido a los instrumentos utilizados.
- Los ruidos que se dan por la medición y calibración.
- Los parámetros varían debido a que son medidos en diferentes puntos de la zona y por ende no todas las mediciones son iguales en composición e historia de tensiones, entre punto y punto

Hidalgo & Assis (2011) señalan que, a falta de ensayos suficientes para disminuir el error estadístico, se pueden utilizar los coeficientes de variación, que no son más que una relación entre la desviación estándar y el valor medio de un parámetro expresado de la siguiente manera:

$$COV = \frac{\sigma}{\mu}$$

Donde:

σ = desviación estándar

μ = valor medio del parámetro

Para el presente estudio, las variables aleatorias que son consideradas son: la cohesión, el ángulo de fricción y el peso específico

1.6.7.3 Índice de confiabilidad para la estabilidad de talud

Dentro de la teoría del análisis de la estabilidad de un talud, en las aplicaciones se expresa las incertidumbres en forma de un índice de confiabilidad. El índice de confiabilidad (β) es una seguridad que mediante la desviación estándar, realiza una separación del factor de seguridad (FS) de su valor de falla de 1.0 (Christian et al., 1994).

Es necesario determinar el índice de confiabilidad (β) para completar el análisis probabilístico, el cual describe la seguridad del sistema estimado el número de

desviaciones estándar que separan la mejor estimación de la variable estudiada, de su valor de falla (Fernández et al., 2018).

El índice de confiabilidad se define a través de la siguiente expresión, tomando en cuenta que el valor crítico del factor de seguridad es igual a 1.0 (Escobar Toro & Valencia González, 2012):

$$\beta = \frac{\mu_{FS} - 1}{\sigma_{FS}}$$

Donde:

- FS = factor de seguridad
- β = índice de confiabilidad
- μ_{FS} = valor promedio o valor determinístico de FS
- σ_{FS} = desviación estándar del FS

Este método permite una estimación más coherente de la estabilidad, debido a que hace una relación del índice β con la probabilidad de rotura (Escobar Toro & Valencia González, 2012).

CAPÍTULO 2

METODOLOGÍA

En este capítulo se presentó la metodología utilizada para el análisis probabilístico para el caso de estudio, las condiciones actuales del talud, así como su caracterización geotécnica para lo cual se emplearon los criterios y correlaciones según la característica de cada estrato y se determinó la resistencia al corte de los materiales bajo el criterio Mohr-Coulomb.

Mediante el software geotécnico GEO5, el cual cuenta con la herramienta de estratigrafía y perfiles geológicos, se permite la creación del modelo 3D para el talud. Así también, se presentó la variabilidad de los parámetros geotécnicos, para lo cual se consideraron métodos probabilísticos que establecen que la estabilidad del talud se basa en el índice de confiabilidad que es la probabilidad de falla. Considerando que los análisis probabilísticos pueden generar diferentes superficies específicas de deslizamiento que no estén relacionadas con el factor de seguridad, para este tipo de caso se utilizó el método Montecarlo que permite generar datos aleatorios del ángulo de fricción, cohesión y peso específico considerando la variabilidad de cada uno.

2 Metodología

Se analizó el estado de equilibrio límite de falla para la verificación de la estabilidad del talud considerando la variabilidad de los parámetros geomecánicos, lo que repercutió en un diseño eficiente y económico.

Como parte de la metodología para el caso de estudio se tomó como base la recopilación bibliográfica para la creación del modelo geotécnico. Las campañas de exploración permitieron definir los valores de cohesión, peso específico y ángulo de fricción interna (ϕ) para cada estrato y analizar la variabilidad de los parámetros geomecánicos de cada estrato para unificar valores.

El modelo geotécnico permitió proponer alternativas de movimientos de tierra según exigencias del proyecto, en base a los valores unificados, se analizó la variabilidad de los parámetros geomecánicos más representativos (estrato que será susceptible a variabilidad) y realizó análisis probabilístico con los parámetros geomecánicos obtenidos para cada alternativa de movimiento de tierra.

2.1 Caso de estudio

Según estudio del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), desde el km 3+400 hasta el km 9+570 el trazado del Acceso Sur correría en su mayor parte sobre depósitos de la Fm Turi. El caso de estudio presenta los cortes más altos del proyecto, en el sector de Zhucay, en donde la altura de corte de acuerdo con el proyecto vertical es de hasta 55 m y con una longitud de análisis que corresponde a 580 m.

Se empleó la información del proyecto PRECUPA que significa Prevención-Ecuador-Cuenca-Paute (1994), se detalla la composición de la Formación Geológica Turi.

2.2 Condición actual del talud

En la **Figura 2-1** se indica el modelo tridimensional de la zona de estudio que está comprendida entre las abscisas 4+560 a la 5+140 según el diseño geométrico definido en el proyecto denominado “Estudios de Factibilidad, Impactos ambientales e Ingeniería: pre-preliminar, preliminar y definitivos para la Construcción de la carretera Cuenca – Estación Cumbe (acceso sur a Cuenca) de 14km de longitud aproximada, ubicada en la provincia del Azuay.”

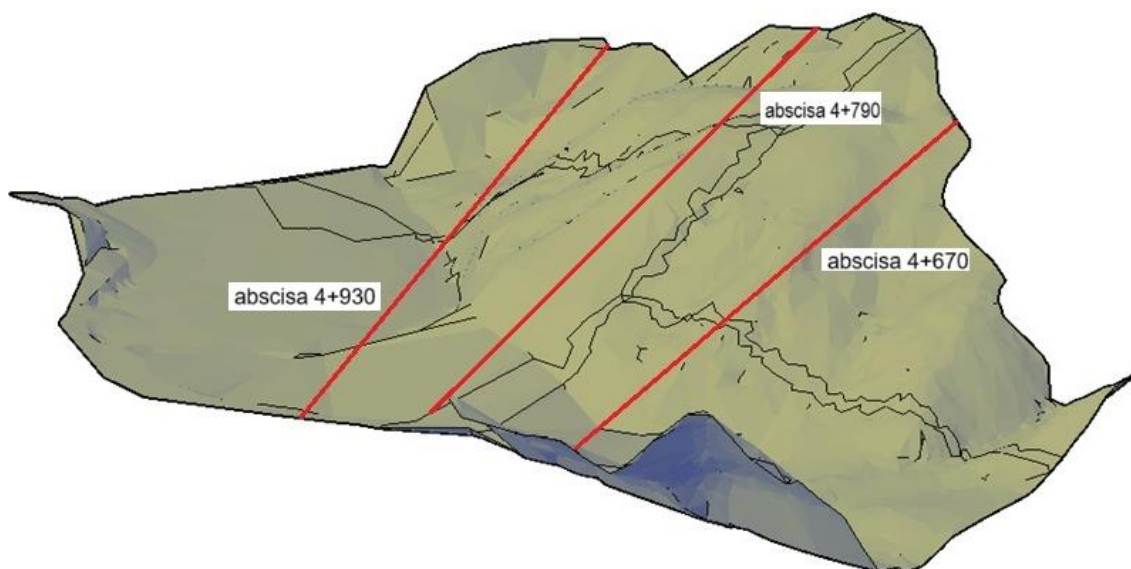


Figura 2-1: Modelo topográfico 3D de la zona de estudio (4+560 – 5+140)

Para el caso de estudio se consideran tres perfiles para el análisis de estabilidad mediante Equilibrio Límite y análisis probabilístico, en las **Figura 2-2**, **Figura 2-3**, **Figura 2-4**, se muestra los perfiles P1 de la abscisa 4+670, perfil P2 de la abscisa 4+790 y el perfil P3 abscisa de la 4+930, respectivamente.

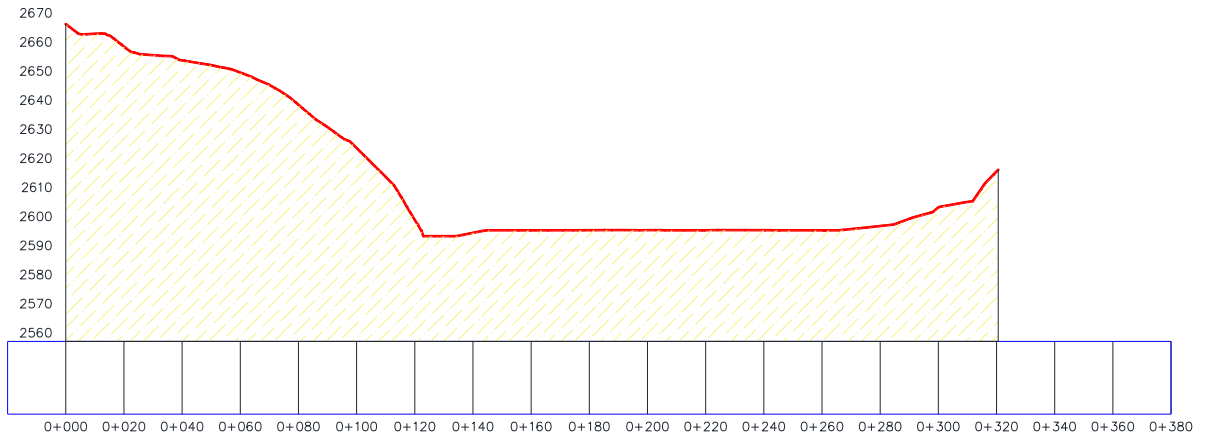


Figura 2-2: Perfil topográfico P1, abscisa 4+670

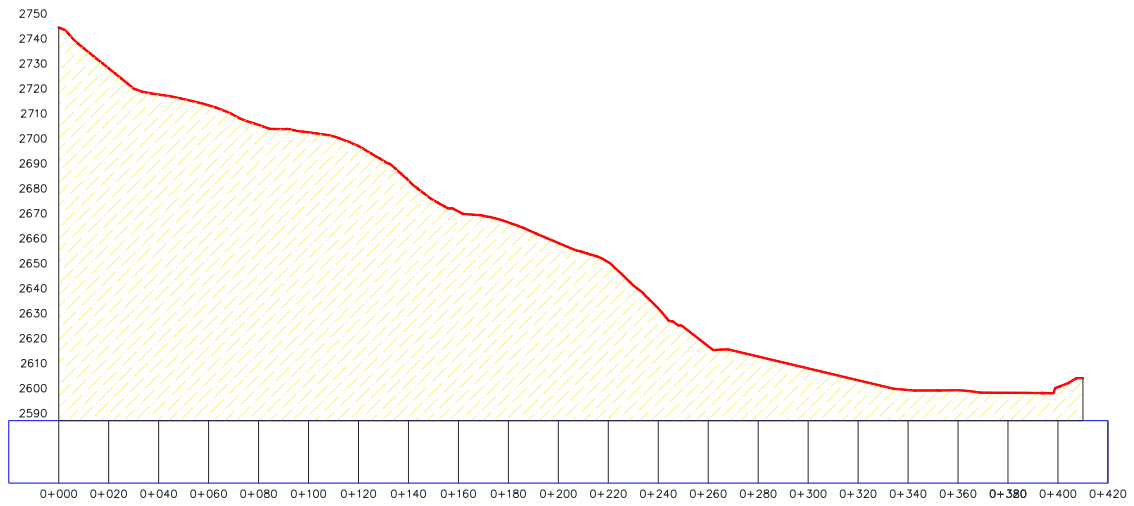


Figura 2-3 Perfil topográfico P2, abscisa 4+790

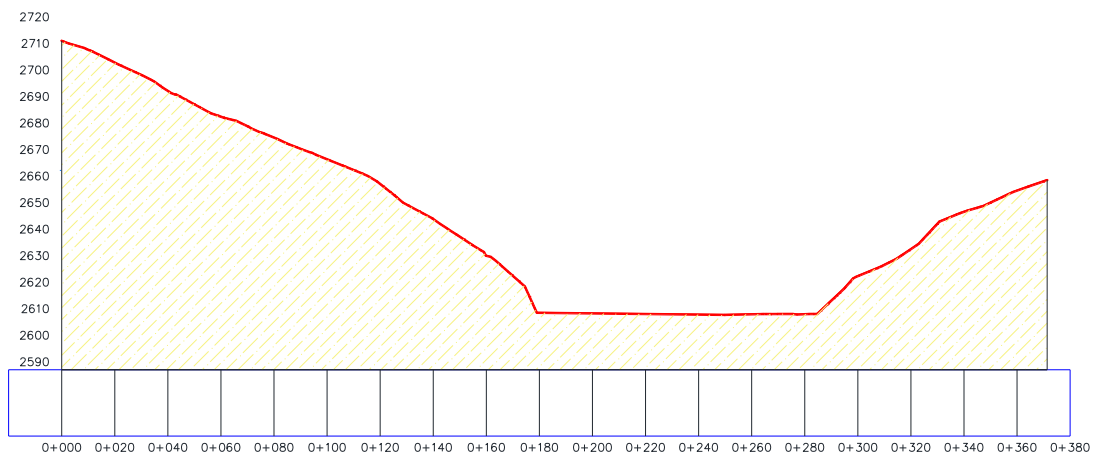


Figura 2-4: Perfil topográfico P3, abscisa 4+930

2.3 Caracterización geomecánica y variabilidad

La caracterización geomecánica se la realizó adoptando criterios y correlaciones según la característica de cada estrato identificado en el talud de estudio.

Para determinar la resistencia al corte de los materiales se utilizó el criterio Mohr-Coulomb y en caso de materiales en que la movilización de la resistencia se genere de manera drenada como muestra la **Figura 2-5**, la expresión que define la envolvente de falla es:

$$\tau = c' + \sigma'_v \tan \phi'$$

En donde:

- τ = resistencia al corte
- c' = intercepción de la cohesión
- σ'_v = esfuerzo vertical efectivo
- ϕ' = ángulo de fricción interna

Para el caso de materiales en los que la falla se genere de manera no drenada, la envolvente de falla corresponde a la resistencia al corte no drenado ($\tau=S_u$).

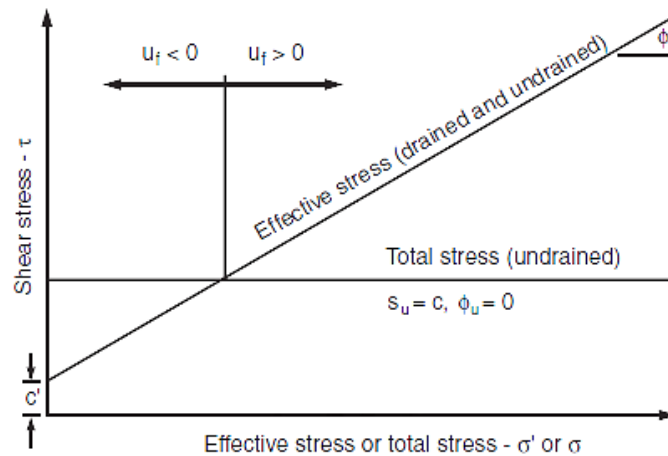


Figura 2-5: Tipos de fallas en geo-materiales.

La cohesión se determinó a partir de las correlaciones establecidas por (Deepak, Roy, Kweon, & Choi, 2016), con de la siguiente expresión:

$$c = -16.5 + 2.15N_{spt}$$

Donde:

c = cohesión (kPa)

N= Número de golpes SPT (rango entre 10 a 30)

Mientras que el ángulo de fricción se calculó mediante la siguiente relación:

$$\varphi = 27.12 + 0.2857 * N$$

Donde:

φ = ángulo de fricción (°)

N= Número de golpes SPT (rango entre 4 a 50)

El peso específico se determinó mediante la siguiente expresión:

$$\gamma = 0.01546 * Vp^{0.5} + 1.3$$

Donde:

γ = Peso específico (kN/(m³))

Vp= Velocidad de onda compresional (m/s)

Para los suelos arcillosos en condiciones no drenada se empleó las correlaciones de Stroud (1974), no obstante, en el caso del talud de estudio y por la cantidad de ensayos se obtuvo una correlación propia, los valores se muestran en la **Figura 2-6**.

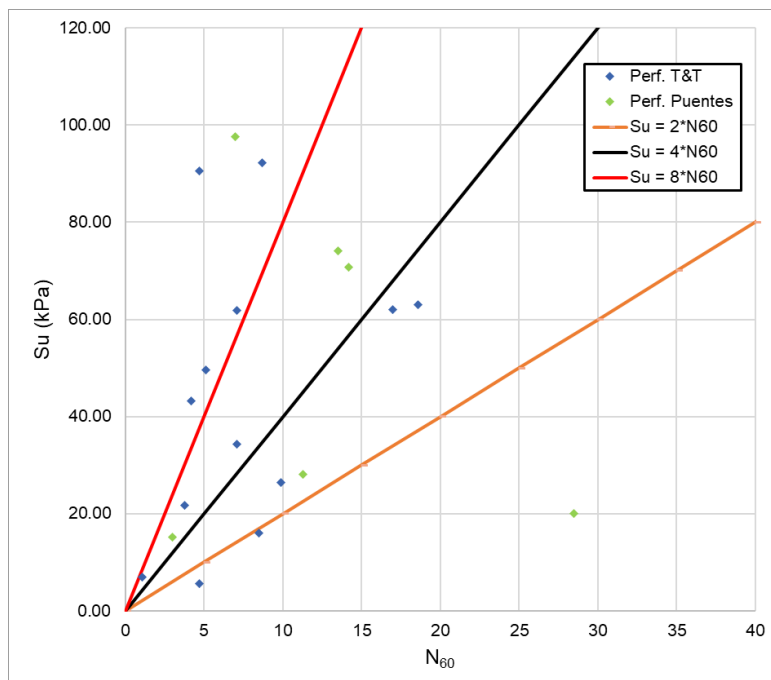


Figura 2-6: Correlación del número de golpes N60 con el valor de la resistencia no drenada de los materiales de grano fino.

Fuente: (MTO, 2020)

Para suelos arcillosos en condiciones drenadas puede relacionarse con el índice plástico. En la **Figura 2-7** se puede ver la correlación presentada por Terzaghi et al. (1996).

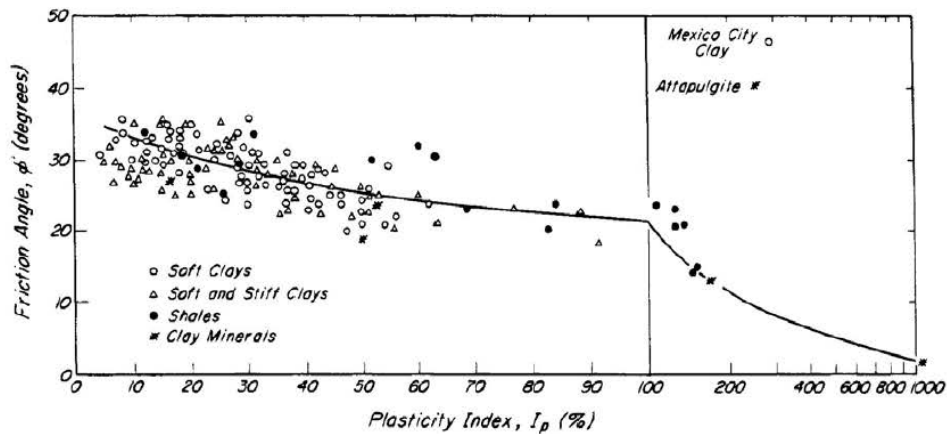


Figura 2-7: Valores del ángulo de fricción para arcillas de varias composiciones en función del índice de plasticidad
Fuente: (Terzaghi et al., 1996).

En el caso de los suelos granulares, el ángulo de fricción interna se correlaciona con el número de penetración estándar ($N_{1,60}$)

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

Donde:

$(N_1)_{60}$ = Valor del N_{60} corregido para un valor estándar de 101 kN/m².

C_N = factor de corrección.

N_{60} = valor del N_{60} obtenido en el campo.

Boulanger & Idriss (2014), recomiendan para C_N

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^m \leq 1.7$$

$$m = 0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60CS}}$$

En donde:

P_a = presión atmosférica, 101 kPa

σ'_v = esfuerzo efectivo

$(N_1)_{60CS}$ = valor de $(N_1)_{60}$ equivalente a arena limpia

$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC - 0.01} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.01}\right)^2\right)$$

FC = contenido de finos (%)

En la **Figura 2-8** se muestra la correlación presentada por Terzaghi et al. (1996) para gravas arenosas sub-angulares a sub-redondeadas, basada en el esfuerzo de confinamiento y a la porosidad de los materiales.

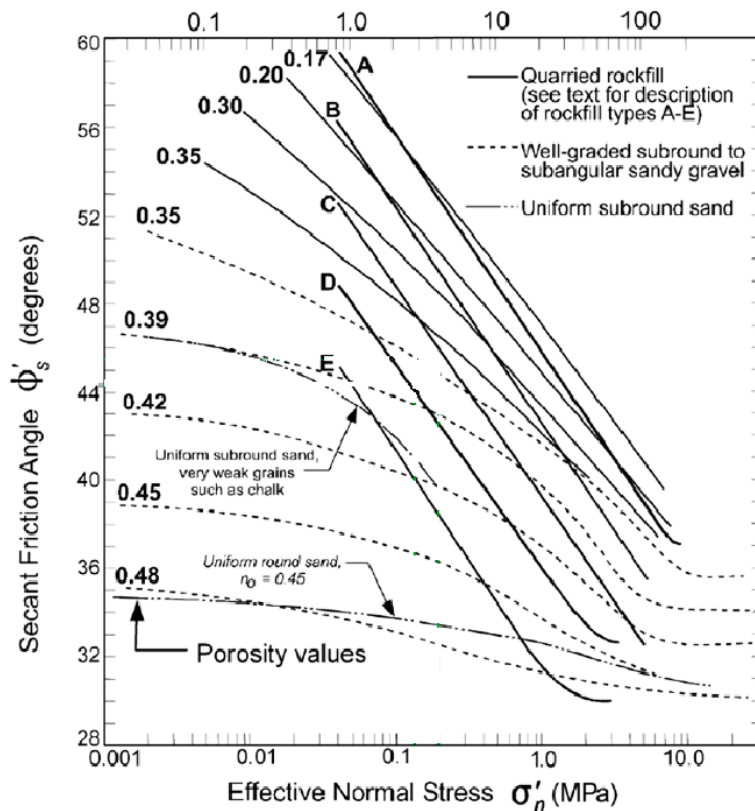


Figura 2-8: Estimación del ángulo de fricción drenado de gravas y rellenos de roca
Fuente: (Terzaghi et al., 1996).

El macizo rocoso es evaluado en base al criterio de rotura de (Hoek y Brown, 1980), definida por la siguiente expresión.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

$$m = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$\sigma_{ratio} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = 1 + a * m \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}$$

$$\sigma_n = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) - \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) x \left(\frac{\sigma_{ratio} - 1}{\sigma_{ratio} + 1} \right)$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{\sigma_{ratio}}}{\sigma_{ratio} + 1}$$

Donde:

σ_1 y σ_3	Esfuerzos principales mayor y menor en rotura
σ_{ci}	Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa
m y s	Constantes adimensionales que dependen de las propiedades del macizo rocoso, del tipo de roca y de la frecuencia y características de las discontinuidades.
m_i	Valor correspondiente al macizo rocoso
GSI	Índice Geológico de Resistencia
σ_n	Esfuerzo normal
τ	Esfuerzo de corte.

El comportamiento de materiales por parte de la exploración directa, en este caso perforación para la extracción de material, ha sido importante puesto que ha ayudado a describir que parte de este material tiene una resistencia a la compresión simple menor a 1 MPa, lo que hace que los considere como suelo de acuerdo con Bieniawski (1988).

Para los parámetros geotécnicos de los materiales compuestos por bloques de roca fuerte y una matriz más débil, es decir una mezcla de roca con suelo también conocida como bimrocks, se evaluó por la metodología de Kalender et al. (2014). Esta metodología consiste en definir la resistencia de los bimrocks de a partir de la preparación

de núcleos artificiales. A partir de esta metodología se puede definir ángulo de fricción y cohesión.

$$\Phi_{\text{bimrock}} = \Phi_{\text{matrix}} \left[1 + \frac{1000[(\alpha/\Phi_{\text{matrix}}) - 1]}{1000 + 5^{\frac{(100 - \text{VBP}15)}{15}}} \right] \left(\frac{\text{VBP}}{\text{BP} + 1} \right)$$

$$\text{UCS}_{\text{bimrock}} = \frac{A - A(\text{VBP}^{100}/100)}{A - 1} \text{UCS}_{\text{matrix}} \quad 0.1 \leq A \leq 500$$

$$C_{\text{bimrock}} = \frac{\text{UCS}_{\text{bimrock}} \times (1 - \sin(\Phi_{\text{bimrock}}))}{2 \cos(\Phi_{\text{bimrock}})}$$

Donde

UCS_{matrix} = resistencia a la compresión simple de la matriz.

α = ángulo de fricción de los bloques.

Φ_{matrix} = ángulo de fricción de la matriz de suelo,

A = parámetro de corrección (**Figura 2-9**)

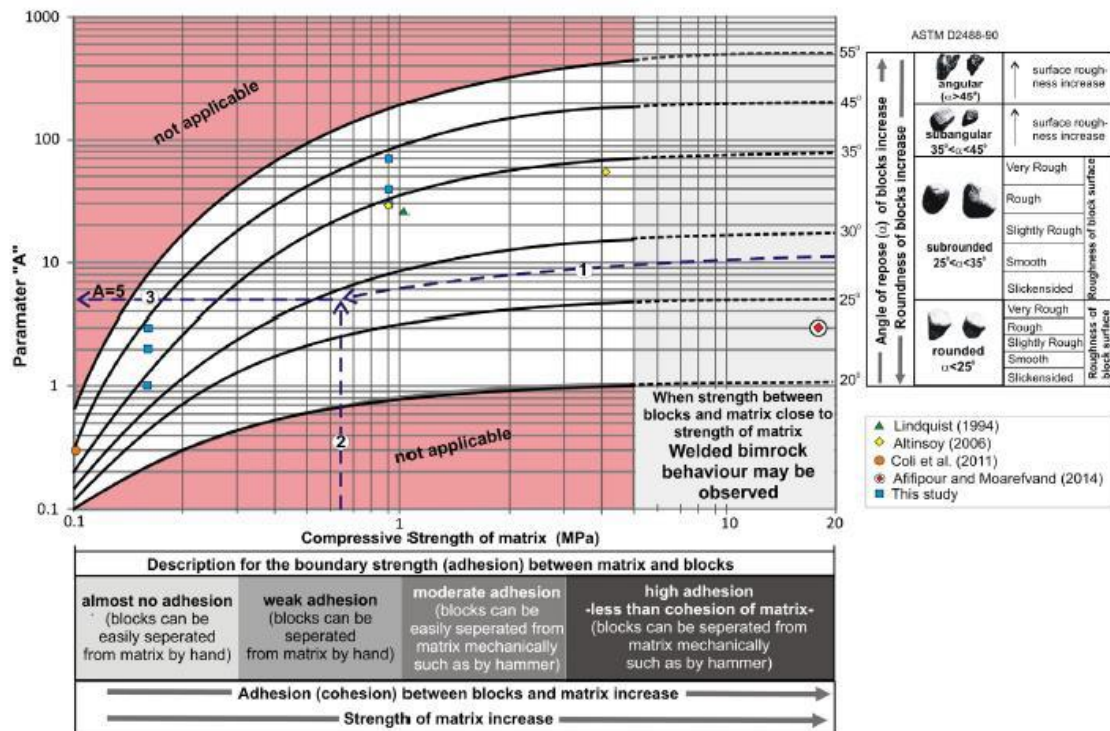


Figura 2-9: Parámetro de corrección A
Fuente: Kalender et al. (2014).

2.3.1 Parámetros geomecánicos

Para la caracterización geomecánica de los 3 perfiles se consideró la campaña de exploración, que consiste en ensayos de perforación a rotación y/o percusión y ensayos geofísicos. Para el presente caso de estudio, de acuerdo a la campaña de exploración y ensayos de laboratorio para los perfiles P1, P2 y P3, bajo un criterio conservador, se presenta las **Tabla 2-1**,

Tabla 2-2 y

Tabla 2-3 respectivamente.

Tabla 2-1: Parámetros geomecánicos definitivos, perfil P1 4+670

<i>Estrato</i>	<i>Potencia estrato (m)</i>	<i>Descripción</i>	<i>Criterio</i>	γ (kN/m ³)	<i>Cohesión (kN/m²)</i>	<i>Ángulo de fricción (ϕ)</i>	<i>Justificación</i>
1	27	Arcilla-Limos 1	Morh-Coulomb	17.84	155.92	2.05	Cohesión compresión simple - Estudio MTOP (15.00 - 15.50m), PT4-1
2	4.10	Conglomerado 2	Morh-Coulomb	17.97	13	33	Estimado Kalender et al. (2014). UCS _{bimrock} / ϕ_{matrix}
3	4.67	Arenisca 2	Hoek-Brown	18.66	142	33	
4	5.77	Conglomerado 3	Morh-Coulomb	18.66	253	33	
5	80	Arenisca 4	Hoek-Brown	17.09	4333.5	33	Cohesión compresión simple - Estudio MTOP (38.50 - 39.00m), PT4-1

Tabla 2-2: Parámetros geomecánicos definitivos, perfil P2 4+790

<i>Estrato</i>	<i>Potencia estrato (m)</i>	<i>Descripción</i>	<i>Criterio</i>	γ (kN/m ³)	<i>Cohesión (kN/m²)</i>	<i>Ángulo de fricción (ϕ)</i>	<i>Justificación</i>
1	55	Limos	Morh-Coulomb	10.55	78.62	2.05	Cohesión compresión simple - Estudio MTOP, PT4-2
2	4.47	Conglomerado 2	Morh-Coulomb	17.97	13	33	Estimado Kalender et al. (2014). UCS _{bimrock} / ϕ_{matrix}
3	6.75	Arenisca 2	Hoek-Brown	18.66	142	33	
4	3.5	Conglomerado 3	Morh-Coulomb	18.66	253	33	
5	60	Arenisca 4	Hoek-Brown	16.09	1939.74	33	Compresión simple - Estudio MTOP (34.50 - 35.00m)

Tabla 2-3: Parámetros geomecánicos definitivos, perfil P3 4+930

<i>Estrato</i>	<i>Potencia estrato (m)</i>	<i>Descripción</i>	<i>Criterio</i>	γ (kN/m ³)	<i>Cohesión (kN/m²)</i>	<i>Ángulo de fricción (ϕ)</i>	<i>Justificación</i>
1	49	Arcillas	Morh-Coulomb	17.69	182.1	2.05	Compresión simple - Estudio MTOP (10.50 - 11.00m), PT-3
2	7.65	Conglomerado 2	Morh-Coulomb	17.97	13	33	Estimado Kalender et al. (2014). UCS _{bimrock} / ϕ_{matrix}
3	2.95	Arenisca 2	Hoek-Brown	18.66	142	33	
4	5.5	Conglomerado 3	Morh-Coulomb	18.66	253	33	
5	59	Arenisca 4	Hoek-Brown	16.77	1322	33	Cohesión compresión simple - Estudio MTOP (33.50 - 34.00m), PT-3

2.4 Modelo geotécnico del talud

El software geotécnico GEO5 es una herramienta versátil para el área geotécnica que cuenta con la herramienta de estratigrafía y perfiles geológicos, que permite la creación de modelos 3D, con la capacidad de exportar los perfiles para su análisis de estabilidad.

Con los parámetros geomecánicos de la **Tabla 2-1**,

Tabla 2-2 y

Tabla 2-3 se presenta la **Figura 2-10**, un modelo en 3D del talud de estudio creado con GEO5, esto con la intención de mostrar la estratigrafía en cada uno de los perfiles a lo largo del talud de estudio. Para la idealización del modelo 3D fue necesario la extrapolación de datos lo largo de cada perfil.

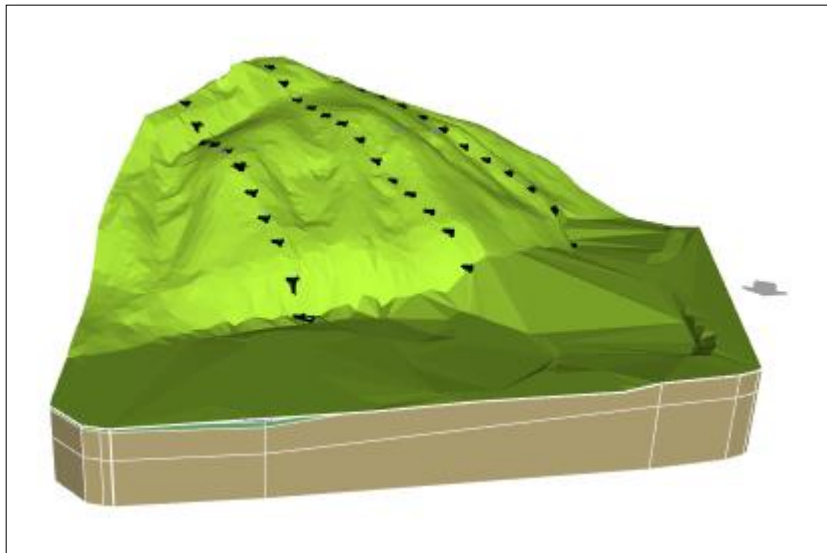


Figura 2-10: Modelo geotécnico 3D de la zona de estudio (4+560 – 5+140)

En la **Figura 2-11**, **Figura 2-12** y **Figura 2-13** se presentan los perfiles geotécnicos del talud en las abscisas 4+670, 4+790 y 4+930, respectivamente.

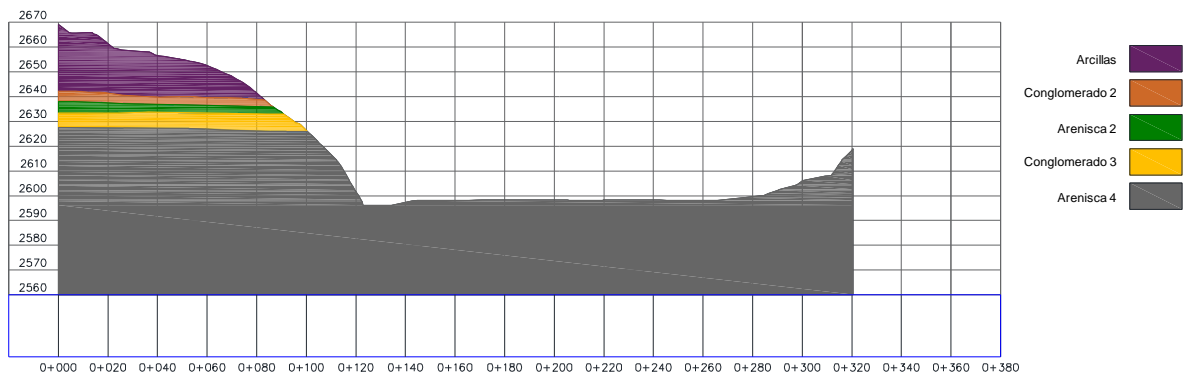


Figura 2-11: Perfil geotécnico del talud del km 4+670

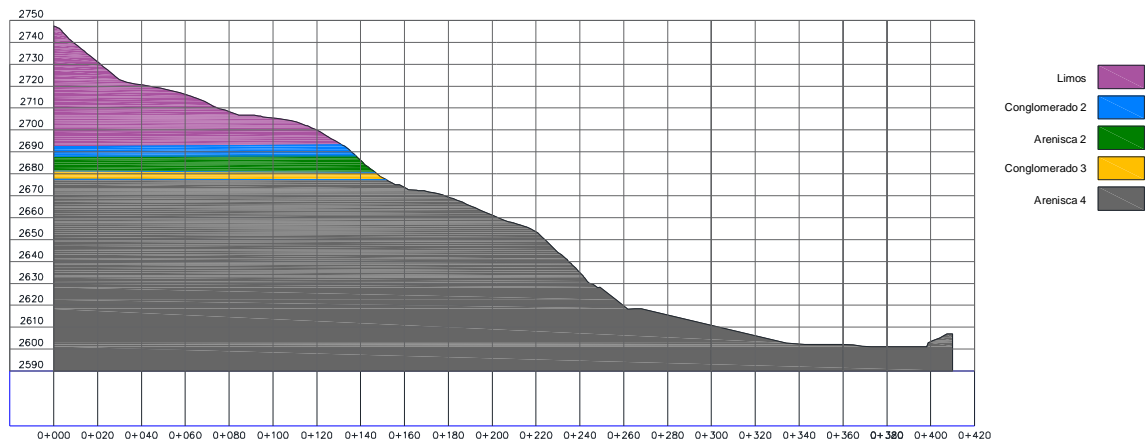


Figura 2-12 Perfil geotécnico del talud del km 4+790.

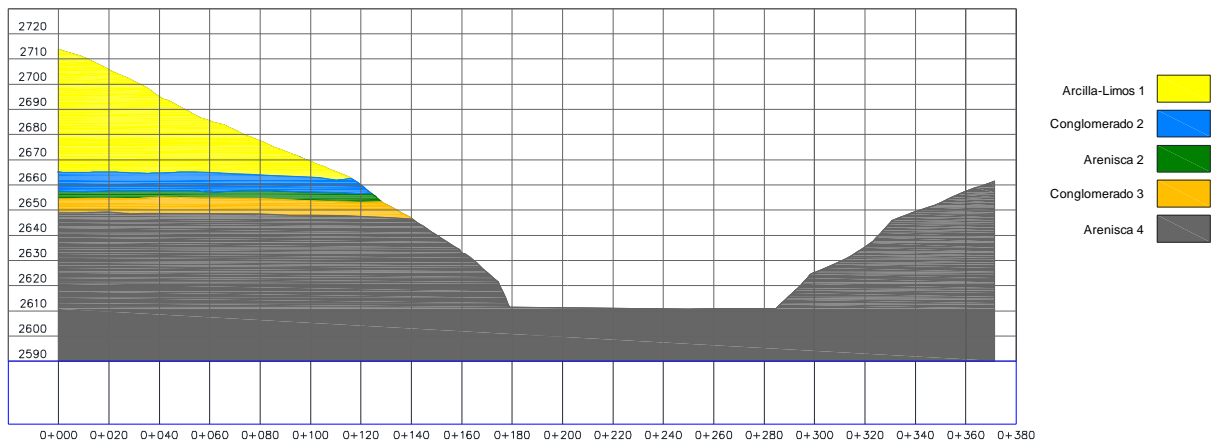


Figura 2-13: Perfil geotécnico del talud del km 4+930.

Con base en el modelo geotécnico, se procedió a realizar un análisis de estabilidad en condiciones actuales, esto permitió determinar el perfil del talud más desfavorable, a razón de este perfil geométrico se consideró la variabilidad de los parámetros geomecánicos para proponer tres tipos de corte para el trazado vial.

2.5 Variabilidad de los parámetros geotécnicos

Las propiedades de resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción) proporcionada por las campañas de exploración geotécnica, tanto en campo como en laboratorio, son estimadas con incertidumbre puesto que las condiciones reales del terreno no se pueden representar perfectamente, ya sea por causa de perturbaciones durante el muestreo u otras causas (Tang et al., 1976).

Para la variabilidad de los parámetros geotécnicos se consideró los métodos probabilísticos, la estabilidad del talud se basa en el índice de confiabilidad que es la

probabilidad de falla. (Villalobos et al., 2018) e (Zijun, 2012) indican que existe incertidumbre al momento de crear modelos geotécnicos, esto en base a la variación de materiales, suelos residuales y procesos de meteorización química. El índice de confiabilidad es relacionado con la probabilidad de rotura lo presenta que el análisis de estabilidad del talud sea más apropiado (Hidalgo Montoya et al., 2011). Por otro lado, con el análisis probabilístico se puede considerar diferentes superficies específicas de deslizamiento que no estén relacionadas con el factor de seguridad o índice de confiabilidad mínimos, lo que sería la selección de una superficie de deslizamiento arbitraria (Bhattacharya et al., 2003).

La metodología está basada en el método de Montecarlo, que permitió generar datos aleatorios del ángulo de fricción, cohesión y peso específico considerando la variabilidad de cada uno. Posteriormente, con la asistencia del software para el análisis de equilibrio límite se obtuvo la probabilidad de falla e índice de confiabilidad para las diferentes alternativas de corte de talud.

2.5.1 Método Montecarlo

La implementación de proyectos de infraestructura en lugares donde predominan los suelos residuales ha llevado a varios investigadores a estudiar de manera experimental las propiedades que se obtiene en cuanto a la resistencia al corte y el comportamiento de taludes en estos suelos (Duncan et al., 2014). Las propiedades geotécnicas de estos suelos varían incluso en un mismo estrato, ya que factores como: las variaciones en la mineralogía, el tamaño de grano de la roca madre, el proceso de meteorización química, la desintegración física, la alteración hidrotermal y la lixiviación, forman suelos heterogéneos generando así una incertidumbre al momento de analizar si su comportamiento será como una roca, un suelo o la combinación de ambos.

Rigiéndose en las normativas europeas y norteamericanas con relación a la seguridad, para el diseño de estructuras geotécnicas, como muros de contención, taludes, túneles, etc., se ha recurrido a métodos semi-probabilísticos y probabilísticos que están basados en la teoría de la confiabilidad, lo que ayuda a comprender la influencia que tiene el diseño en las propiedades geotécnicas.

La evaluación probabilística de la estabilidad de taludes tiene como ventaja, considerar de forma lógica la confiabilidad y el riesgo del sistema, lo cual facilita la creación de nuevas perspectivas con relación al riesgo y la confiabilidad. Para evaluar la estabilidad

de taludes de forma probabilista es recomendable usar la simulación de Montecarlo junto a una herramienta de análisis (software).

La simulación de Montecarlo es una alternativa que ayuda a evaluar el problema de estabilidad de taludes, donde los valores discretos junto a la función de desempeño son calculados para cada grupo de datos que se han generado. Este proceso se repite una gran cantidad de veces logrando obtener así una función de densidad y probabilidad discreta que se aproxima a la función de desempeño. Además, genera una gran cantidad de datos de forma aleatoria, donde se conoce la distribución de la probabilidad de las variables de ingreso.

La estabilidad del talud se evalúa por medio de métodos determinísticos, mientras son generados los datos. Con esto es posible determinar las medidas de tendencia central y la probabilidad de falla. Esta técnica es cuantitativa y simula el comportamiento aleatorio de sistemas reales mediante procesos matemáticos. Así también, es un método relativamente fácil de ejecutar por medio de computadoras y maneja un amplio número de funciones.

(Villalobos et al., 2018) expresan que no existe un consenso a la hora de definir la probabilidad de falla máxima que puede tolerar una estructura, por tanto, en la **Tabla 2-4** se presenta la propuesta del (Department of the U.S. Army Corps of Engineers, 1997) que define los límites del índice de confiabilidad y la probabilidad de falla máxima de una estructura y en la **Tabla 2-5** la probabilidad de falla aceptable en distintos tipos de estructuras geotécnicas según (Dell’Avanzi & Sayão , 1998).

Tabla 2-4: Índice de confiabilidad y la probabilidad de falla

<i>Desempeño esperado</i>	<i>Índice de confiabilidad</i>	<i>Probabilidad de falla (%)</i>
Alto	5	3×10^{-5}
Bueno	4	3×10^{-3}
Por encima del promedio	3	10^{-3}
Por debajo del promedio	2.5	6×10^{-1}
Pobre	2	2.3
Insatisfactorio	1.5	7
Peligroso	1	16

Fuente: (Department of the U.S. Army Corps of Engineers, 1997)

Tabla 2-5: Índice de confiabilidad y probabilidad de falla

<i>Caso</i>	<i>Índice de confiabilidad</i>	<i>Probabilidad de falla (%)</i>
Fundaciones	2.3 - 3.0	10^{-2} a 10^{-3}
Taludes mineros	1.0 - 2.3	10^{-1} a 10^{-2}
Presas	3.5 - 5.0	10^{-3} a 10^{-5}
Estructuras de contención	2.0 - 3.0	10^{-2} a 10^{-3}

Fuente: (Dell'Avanzi & Sayão , 1998)

3 CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y ALTERNATIVAS

En el presente capítulo se muestra el análisis del estado actual del talud de estudio, el cual ha sido caracterizado bajo los parámetros de cohesión (c), el ángulo de fricción (ϕ) y el peso específico (γ), con los cuales se determina el factor de seguridad (FS) y a su vez la estabilidad del talud.

La variabilidad de los parámetros geomecánicos se lo realizó a través del método probabilísticos de Montecarlo, que establece un conjunto de variables aleatorias para la cohesión, ángulo de fricción y peso específico, con una distribución normal. Para el análisis de este conjunto de variables, se utilizó el software informático PYTHON creando una subrutina para el método de Montecarlo generando así 150 muestras con datos aleatorios de los parámetros geomecánicos (cohesión, ángulo de fricción y peso específico).

Se presentan 3 alternativas de taludes de corte, para el trazado vial, en las cuales se tienen dos tipos de pendientes, en la parte inferior una pendiente que se adecue a los requerimientos del trazado vial, y en la parte superior la pendiente de corte lo más apegado a la alineación del terreno natural. Finalmente, se presentan los resultados obtenidos del análisis por el método de Montecarlo para cada alternativa de corte.

3.1 Análisis estático del talud de estudio

3.1.1 Análisis estático del estado actual del talud

En el talud de estudio se han caracterizado los parámetros geotécnicos, a saber, la cohesión (c), el ángulo de fricción (ϕ) y el peso específico (γ), lo que permite establecer la estabilidad del talud en base a un factor de seguridad (FS). Este análisis de equilibrio límite consiste en equilibrar las fuerzas que actúan en cada dovela, las fuerzas normales y las fuerzas de corte que actúa sobre la base y los lados de las dovelas. Los métodos de análisis de equilibrio límite se diferencian por la relación asumida entre fuerzas normales y de corte de las dovelas.

El factor de seguridad se basa en el análisis de estabilidad, en el cual se representa las fuerzas que intervienen para determinar su comportamiento. En este caso se ha utilizado el método de equilibrio límite de (Morgenstern & Price, 1695), el cual determina la condición crítica teniendo en cuenta las fuerzas y momentos que actúan sobre el talud.

Con el fin de determinar la variabilidad de los parámetros geotécnicos, se ha determinado la estratigrafía de los materiales del caso de estudio para definir los perfiles geotécnicos de cada perfil. Estos perfiles han sido seleccionados de manera de capturar las zonas de mayor pendiente con el fin de modelar los casos más desfavorables.

El factor de seguridad se ha comparado con los factores de diseño indicados en la NEC-15. Para este caso, se empleó el software Slide2 de Rocscience y los parámetros geotécnicos presentados en las **Tabla 2-1**, **Tabla 2-2** y **Tabla 2-3**. Se presentan las salidas gráficas del modelo geotécnico evaluado en las condiciones actuales en las figuras: **Figura 3-1**, **Figura 3-2** y **Figura 3-3**.

Cabe indicar que, en los perfiles, el análisis de las superficies de falla críticas se da en los materiales de roca muy fracturada superiores y el caso de realizar el corte para el trazado vial sería necesario tender el talud para asegurar su estabilidad. En la creación del modelo geotécnico se observaron materiales de rocas fracturada con familias de discontinuidades y materiales de roca muy débil que se puede modelar como suelo, de acuerdo con (Bieniawski, 1988).

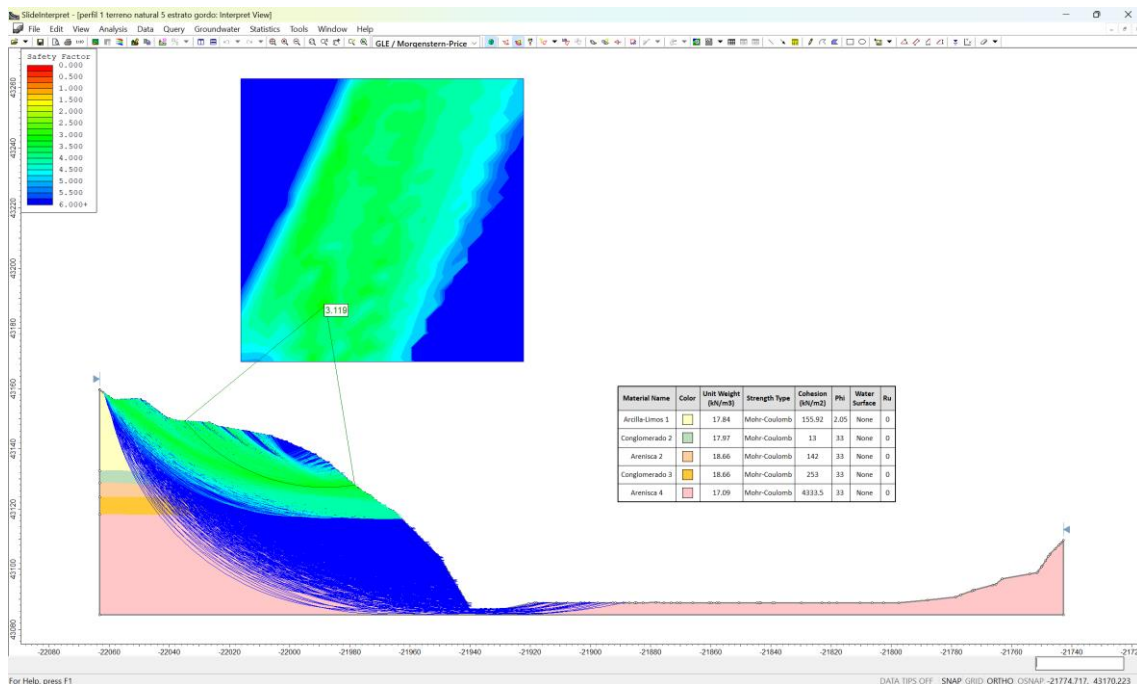


Figura 3-1: Análisis perfil geotécnico del talud del km 4+670, condiciones actuales

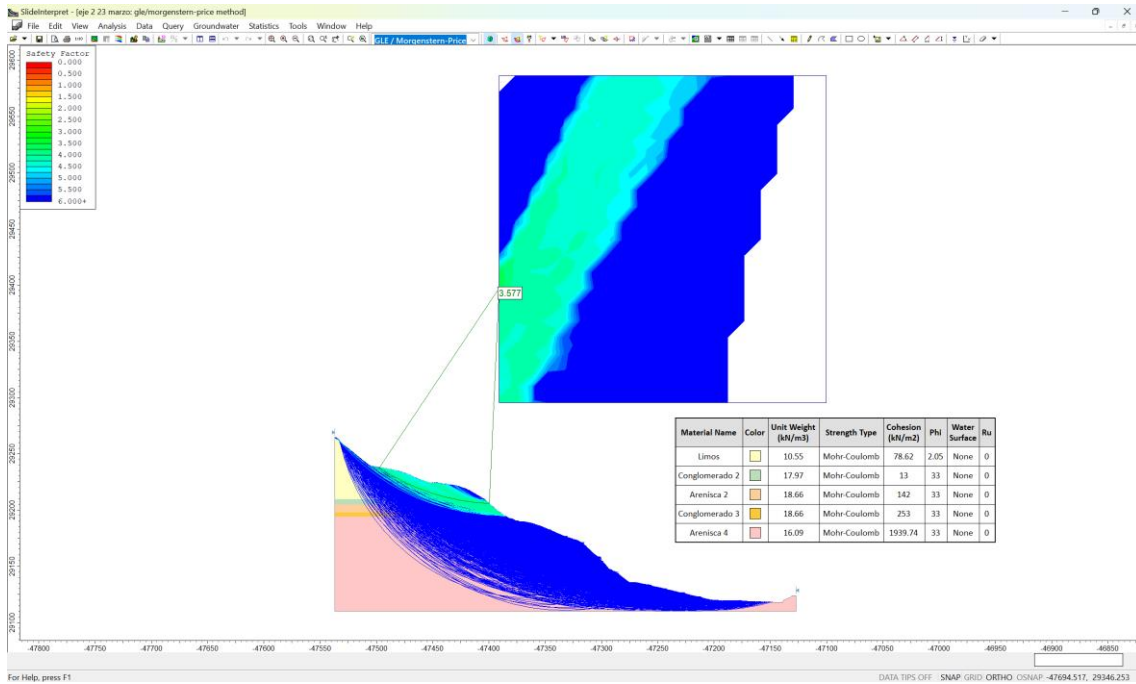


Figura 3-2: Análisis perfil geotécnico del talud del km 4+790, condiciones actuales

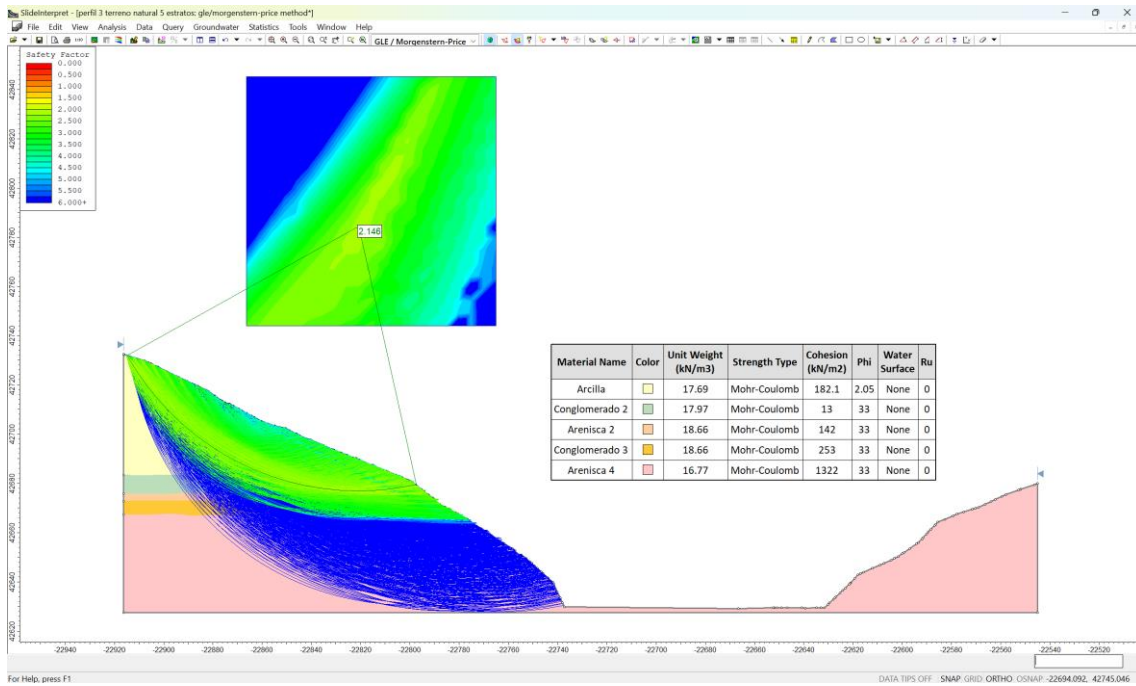


Figura 3-3: Análisis perfil geotécnico del talud del 4+930, condiciones actuales

En la **Tabla 3-1** se presenta los resultados del análisis de los perfiles geotécnicos en condiciones actuales.

Tabla 3-1: Análisis de los perfiles geotécnicos en condiciones actuales

Descripción	Condición	Factor de seguridad
Talud del km 4+670	Actual	3.11
Talud del km 4+790	Actual	3.57
Talud del km 4+930	Actual	2.14

En este caso se escoge el perfil geotécnico del talud del km 4+930, que presenta el caso más desfavorable. En este perfil se tiene los parámetros geomecánicos considerados para generar la variabilidad mediante una función de distribución normal. Lo que determina una serie de valores de factor seguridad para cada superficie de falla analizada.

3.1.2 Variabilidad de los parámetros geomecánicos

La metodología empleada fue el análisis de estabilidad de taludes de acuerdo con los métodos probabilísticos, específicamente del de Montecarlo, que genera un conjunto de variables aleatorias con una distribución normal según los valores de ingreso de cada parámetro, siendo estos la cohesión, ángulo de fricción y peso específico de un suelo con cierta variabilidad de los valores puntuales obtenidos. Con ello, se elige un arreglo aleatorio de cada parámetro, y se determinan el factor de seguridad con un método determinista para ese arreglo específico. Posteriormente, se repite estos pasos para cada arreglo aleatorio seleccionado con su determinado factor de seguridad. Finalmente, con los distintos factores de seguridad determinar el índice de confiabilidad y probabilidad de falla del talud.

Por lo anteriormente mencionado, para el proceso repetitivo (iterativo) se utiliza el software informático PYTHON que contiene las herramientas adecuadas para resolver problemas relacionados con las matemáticas e ingeniería. Además, PYTHON cuenta con una herramienta para diseñar interfaces gráficas de usuario para facilitar el uso y la interacción entre el código desarrollado en el programa con el usuario.

La probabilidad de falla representa porcentualmente las posibilidades que una estructura colapse y el índice de confiabilidad es una estimación cualitativa del desempeño esperado del talud. Se espera que los terraplenes con índices de confiabilidad bajos tengan un desempeño deficiente y presenten importantes problemas de rehabilitación. Si los índices de confiabilidad son muy bajos, el terraplén puede clasificarse como un peligro (Department of the U.S. Army Corps of Engineers, 1997).

3.1.2.1 Análisis estático Método Montecarlo

La evaluación del perfil talud del km 4+930 por el método de Montecarlo considera la homogeneidad de la masa de suelo con la variación de los parámetros geomecánicos. Los parámetros geotécnicos del perfil de análisis se presentan en la **Tabla 3-2**.

Tabla 3-2: Parámetros geomecánicos análisis de Montecarlo

Estrato	Peso específico (kN/m³)	Cohesión (kN/m²)	Ángulo de fricción (ϕ)
1	17.69	182.10	2.05
2	17.97	13.00	33
3	18.66	142.00	33
4	18.66	253.00	33
5	16.77	1322.00	33

El software informático PYTHON que contiene la subrutina para el método de Montecarlo permite generar una cantidad de simulaciones a elección, en este caso por temas investigativos se ha establecido 150 muestras que permiten generar datos aleatorios de los parámetros geomecánicos (cohesión, ángulo de fricción y peso específico).

En la **Tabla 3-3** se representa el rango de variación de cada uno de los parámetros geomecánicos según la distribución normal. Esta distribución estadística describe la variación de cada variable, el rango de variación se puede describir mediante la media y la desviación estándar, cabe indicar que la distribución normal es una buena aproximación para modelos geotécnicos, puesto que los parámetros geomecánicos pueden no seguir exactamente una distribución normal.

Tabla 3-3: Variables del modelo Montecarlo

	Peso específico (kN/m³)	Cohesión (kN/m²)	Ángulo de fricción (ϕ)
Media	17.95	382.42	26.81
Desviación estándar	0.79	532.44	13.84
Coefficiente de variación	4.38	139.23	51.63
Función de distribución	normal	normal	normal

En las figuras **Figura 3-4**, **Figura 3-5** y **Figura 3-6** se presenta las salidas gráficas del programa PYTHON de las funciones de densidad de probabilidad para el peso específico (γ), cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ) respectivamente. Las funciones han sido generadas a partir de los valores de la Tabla 3-3, con estos valores generan las funciones por el método de Montecarlo y por el número de simulaciones para presentar la variación que se permite al modelo para cada parámetro.

Las funciones de densidad de probabilidad, describe el comportamiento de una variable aleatoria por el número de simulaciones, es decir, describe la distribución del peso específico (γ), cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ) dentro de una población.

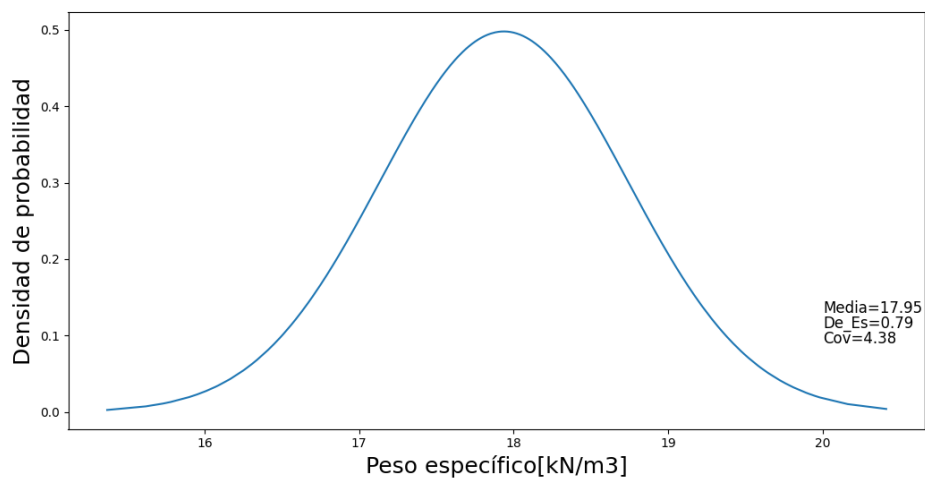


Figura 3-4: Función de densidad de probabilidad del peso especifico

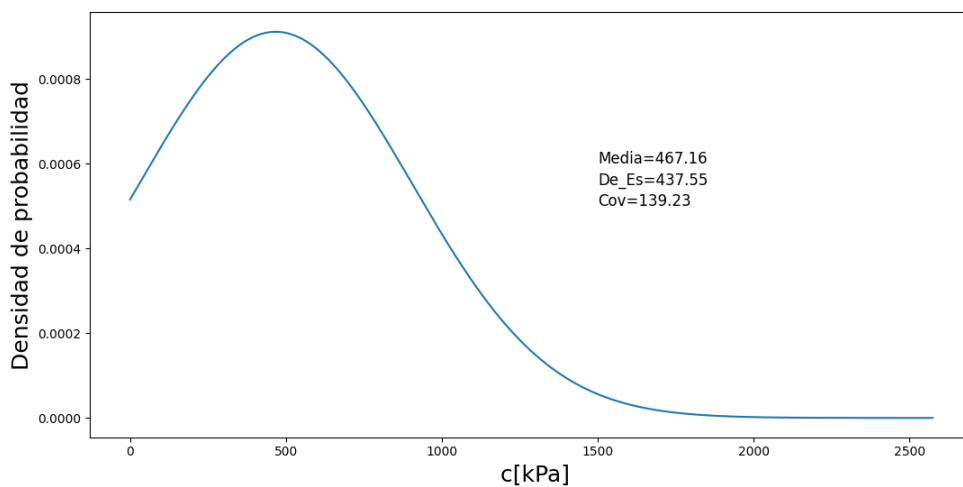


Figura 3-5: Función de densidad de probabilidad de la cohesión

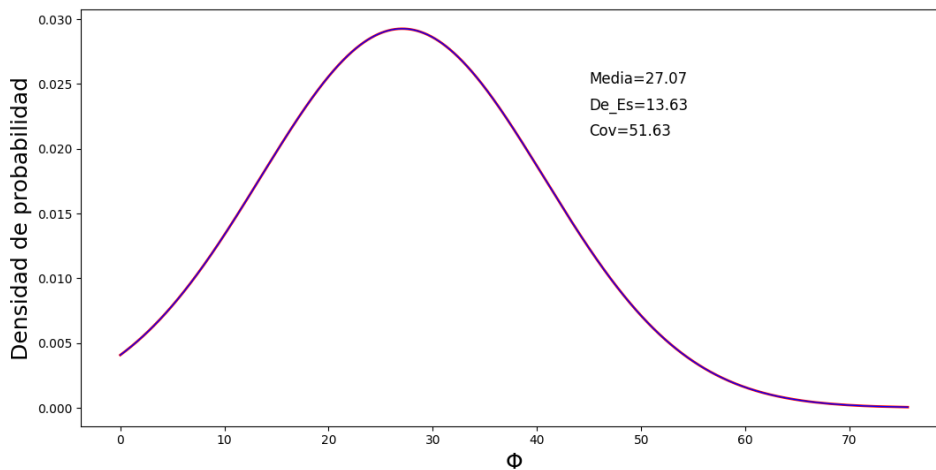


Figura 3-6: Función de densidad de probabilidad del ángulo de fricción

El análisis del talud del km 4+930 por el método de Montecarlo en condiciones actuales es presentado en términos de probabilidad de falla. Los parámetros geomecánicos generados por la subrutina de PYTHON son analizados a través del software Slide2 de Rocscience. Los resultados de factores de seguridad son analizados y presentados en la **Figura 3-7** como una función de densidad acumulada de la probabilidad del factor de seguridad para las condiciones actuales del talud.

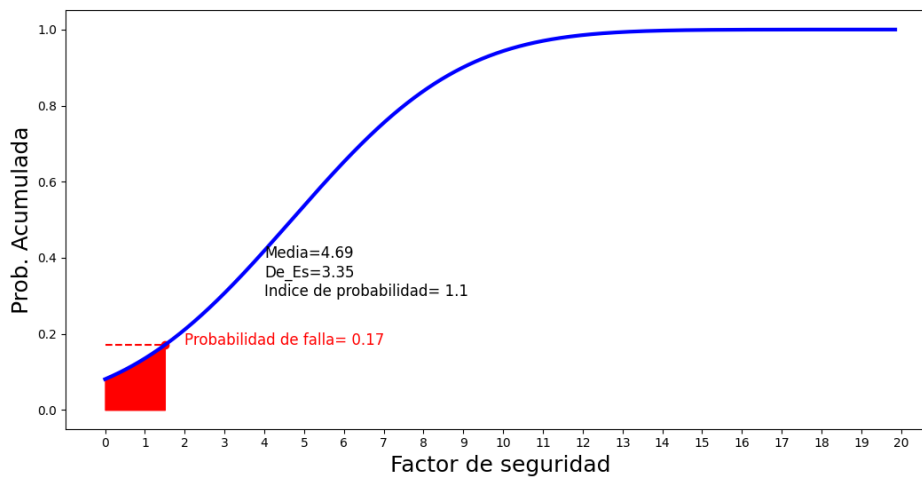


Figura 3-7: Probabilidad de falla del talud del km 4+930, condición actual

En la **Tabla 3-4** se presenta los resultados del análisis por el método de Montecarlo, de acuerdo con (Department of the U.S. Army Corps of Engineers, 1997) y (Dell'Avanzi & Sayão , 1998) en el talud es estable.

Tabla 3-4: Resultados probabilidad de falla del talud del km 4+930, condiciones actuales

Descripción	Media (ρ_{FS})	Desviación estándar (σ_{FS})	Índice de Probabilidad (β)	Probabilidad de falla (POF)	FS Crítico
Talud del km 4+930	4.69	3.35	1.10	0.17	1.49

3.1.2.2 Perfiles geométricos del talud

Seleccionado el perfil de análisis para el caso de estudio, se propone tres alternativas de corte del talud para el trazado vial, de manera que la variabilidad de los parámetros geomecánicos permitan la optimización del perfil geométrico.

Los cortes de terreno en talud son para lograr un equilibrio y se lo realiza en su mayor porción en la parte superior, ya que aporta una mayor fuerza actuante sobre la masa inestable y de esta manera se tiende a reducir el momento actuante y controlar el movimiento, para reducir las fuerzas actuantes en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes.

Al realizar el corte del talud del caso de estudio es necesario brindar seguridad contra el fallo o movimiento de masas. El proyecto atraviesa la Fm Turi y dentro de la campaña de exploración geotécnica se encontró arcillas, limos, conglomerados y areniscas que poseen una resistencia a la compresión simple que es ripable y con buenas características geomecánicas.

Dentro de las alternativas de corte se han planteado dos tipos de pendiente para cada alternativa, esto con objeto que la parte inferior del talud por donde está el trazado de la vía tenga una pendiente de corte de talud y que en la parte superior los cortes sean similar o menor la inclinación del natural del talud. Este corte en la parte superior del talud es con el objetivo de evitar el ataque superficial de los agentes erosivos (agua y viento) sobre los materiales que componen el talud, como es la capa vegetal y materiales residuales de menor resistencia.

En estos casos, en la zona superior, en donde se encuentra una capa vegetal y materiales residuales de menor resistencia, se proyectó una pendiente de menor inclinación.

Los criterios para el corte de talud se presentan en la **Tabla 3-5**, la cual describe los valores estándar de pendientes de taludes que ha sido establecidos empíricamente en base a los trabajos de protección (Asociación de carretera del Japón, 1984).

Tabla 3-5: Inclínación de taludes de corte

Clasificación del suelo		Prof. de corte	Inclínación V : H
Roca dura			1:0,3 a 1:0,8
Roca blanda			1:0,5 a 1:1,2
Arena	No densa y pobremente graduada		1:1,15 a
Suelo arenoso	Dense	Menos de 5 m	1:0,8 a 1:1,0
		5 a 10 m	1:1,0 a 1:1,2
	No dense	Menos de 5 m	1:1,0 a 1:1,2
		5 a 10 m	1:1,2 a 1:1,5
Suelo arenoso mezclado con grava	Dense o bien graduado	Menos de 10 m	1:0,8 a 1:1,0
		10 a 15 m	1:1,0 a 1:1,2
	No dense o pobremente graduado	Menos de 10 m	1:1,0 a 1:1,2
		10 a 15 m	1:1,2 a 1:1,5
Suelo cohesivo		0 a 10 m	1:0,8 a 1:1,2
Suelo cohesivo mezclado con masas de roca o bolonería		Menos de 5 m	1:1,0 a 1:1,2
		5 a 10 m	1:1,2 a 1:1,5

Fuente: (Asociación de carretera del Japón, 1984)

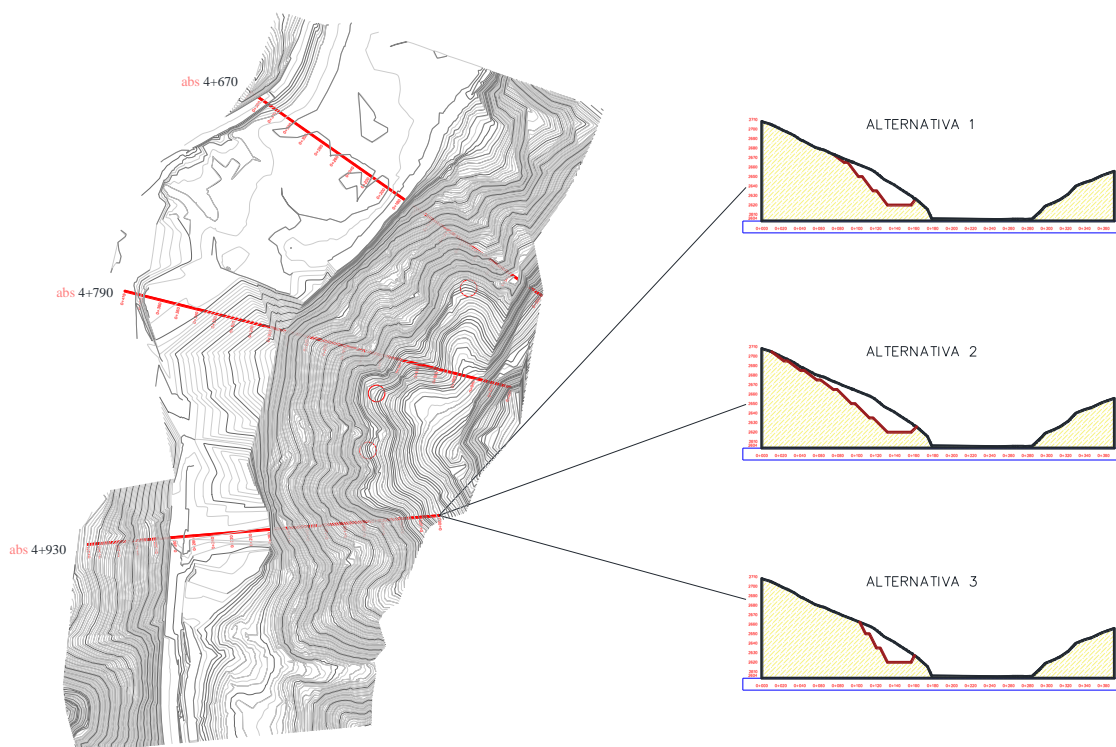


Figura 3-8: Configuración de corte de talud para el perfil del talud del km 4+930

Como resultado de las perforaciones se establece que la capa final del talud de estudio es una arenisca, considerada como una roca de resistencia débil. Aplicando las recomendaciones de la **Tabla 3-5**, para la primera alternativa, en la parte inferior del talud por donde está trazado la vía, se propone una pendiente de talud de corte de 0.75 (H):1(V); la cual está dentro de la media entre los límites superior e inferior de los valores

recomendados. La altura de cada una de las secciones de corte es de 15 m, se dispone de 3 secciones de este tipo hasta llegar a una altura de 45 m.

El ancho de la banqueteta o berma, entre taludes de corte es de 4 m, esto para garantizar el depósito de un posible desprendimiento de material, además de que esta berma servirá como una mesa de inspección o como mesa de reparación. Para la parte alta, desde los 45 m hasta los 125 m, se dispone de 1 sección de 10 m con una pendiente de corte de 1.33(H):1(V), luego se mantiene el terreno natural. De igual forma se proponen bermas o banquetetas de 4 m de ancho.

Para la alternativa 2 el parámetro que varía en la geometría es la pendiente del talud de corte en la parte baja, ahora tomando como referencia el límite superior de los valores recomendados en la **Tabla 3-5**, siendo la relación 1(H):1(V); se dispone de 3 secciones de altura de 15 m cada una, hasta llegar a una altura de 45 m. De ahí en adelante, para la parte alta hasta llegar a los 88 m, se mantiene la misma relación de la alternativa 1, siendo esta de 1.33(H):1(V), con la disposición de 4 secciones de altura de 10 m cada una. Los anchos de las bermas se establecen en 4 m.

De igual forma, para la alternativa 3, se varía la relación en la pendiente de corte del talud en la parte baja, ahora apegándose al valor límite inferior, de la **Tabla 3-5**, recomendaciones para roca blanda, siendo para este caso la relación de 0.5 (H):1(V), lo que generará un diseño más económico, ya que se reducen los volúmenes de corte. Se dispone de 3 secciones de altura de 15 m, hasta llegar a los 45 m de altura. Para el resto del talud se plantea anchos de las bermas de 4 m.

En la **Figura 3-9**, **Figura 3-10** y **Figura 3-11**, se presenta las alternativas de inclinaciones de corte para cada, en las que se detalla la inclinación horizontal y vertical.

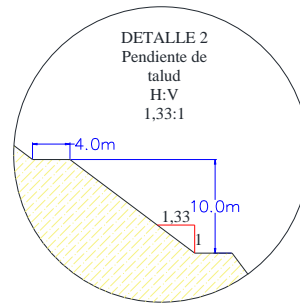
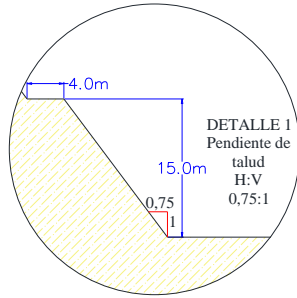
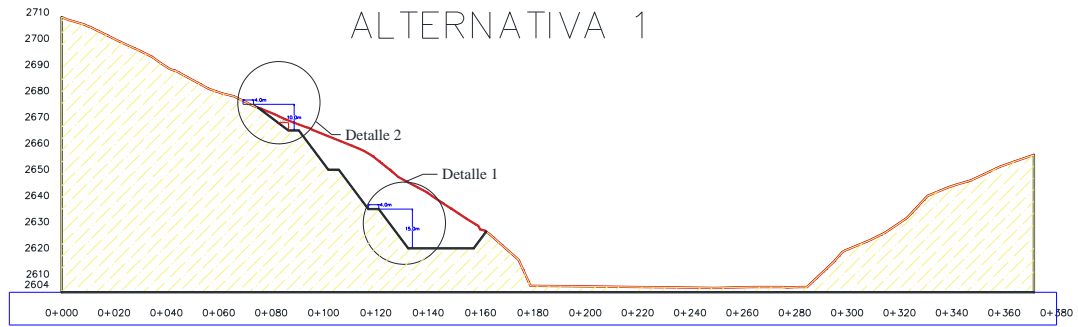


Figura 3-9: Alternativa 1, geometría de corte para trazado vial

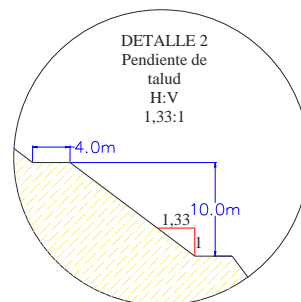
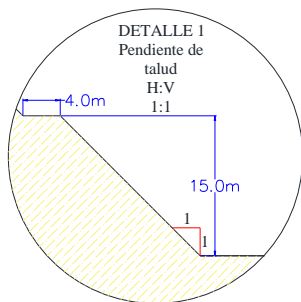
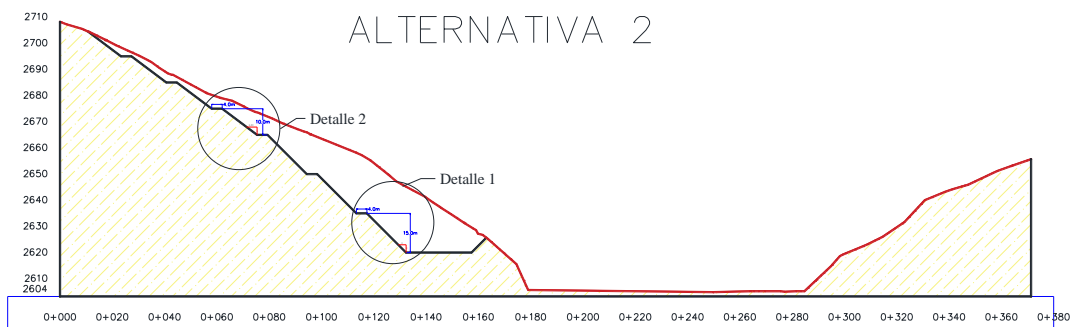


Figura 3-10: Alternativa 2, geometría de corte para trazado vial

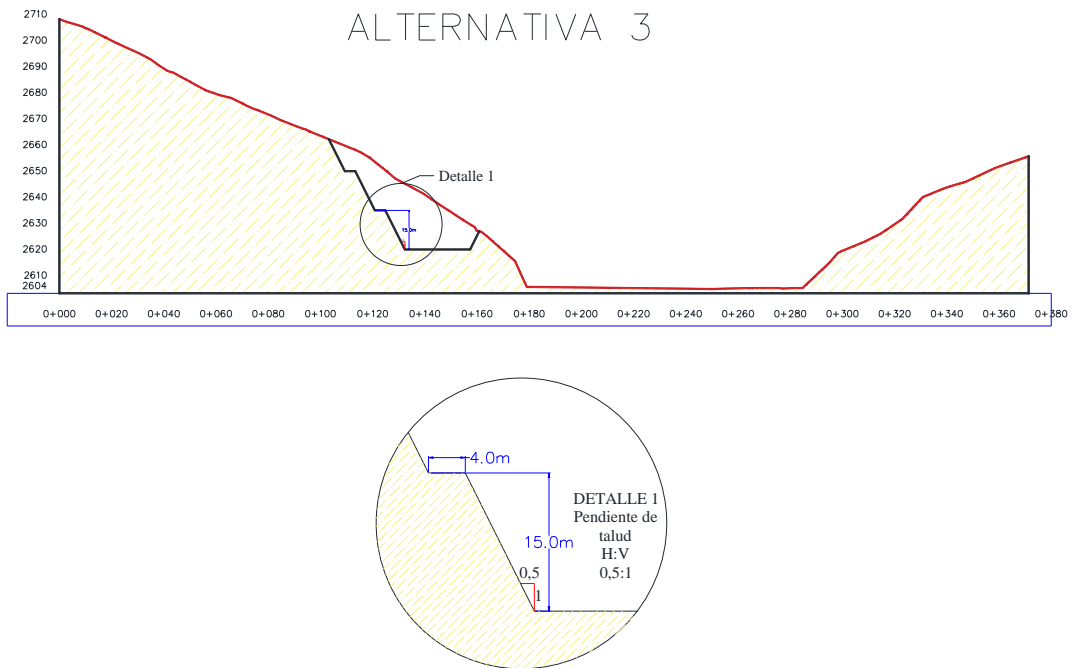


Figura 3-11: Alternativa 3, geometría de corte para trazado vial

En la **Tabla 3-6**, se encuentra un resumen de las alternativas de corte para el trazado geométrico.

Tabla 3-6: Resumen de inclinaciones de talud de corte

Alternativa	H(m)	Inclinación H: V	H_{Terraza} (m)	Ancho Berma (m)
1	125	0.75:1	15	4
2	125	1:1	15	4
3	125	0.5:1	15	4

3.1.3 Análisis estático por el método Montecarlo de las alternativas de corte

Las tres alternativas de corte fueron evaluadas con el método de Montecarlo, para determinar la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad para establecer la estabilidad en el talud base a correlaciones entre el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla (Department of the U.S. Army Corps of Engineers, 1997) y (Dell'Avanzi & Sayão , 1998).

3.1.3.1 Alternativa 1: Caso estático

Los resultados de la evaluación probabilística de la estabilidad del talud para la primera alternativa de corte se presentan en la **Figura 3-12**.

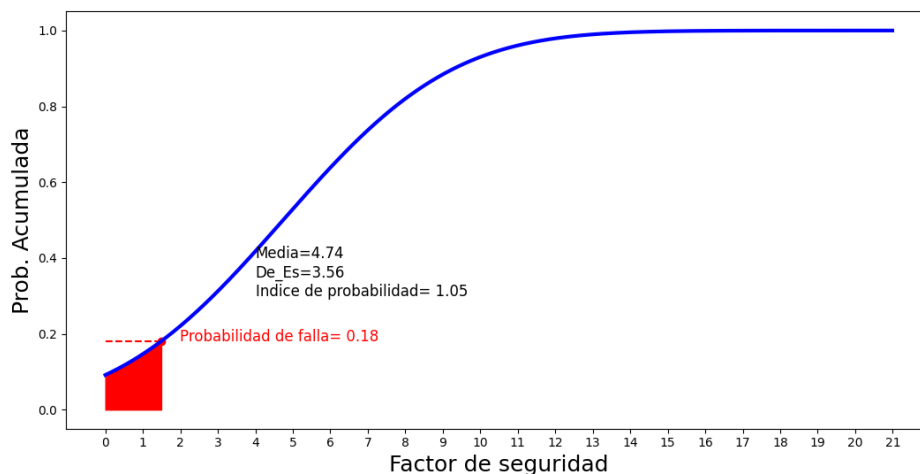


Figura 3-12: Resultados para estabilidad de la alternativa 1

En la **Tabla 3-7** se presentan los resultados, los mismos que se muestran como una función acumulada de probabilidad del factor seguridad, obteniendo una probabilidad de falla, un índice de confiabilidad y una media de factor de seguridad que según (Dell’Avanzi & Sayão , 1998) y (Department of the U.S. Army Corps of Engineers, 1997) define como un talud estable. Dado que el factor de seguridad esperado, calculado utilizando la media del factor de seguridad es de 4.74, representa una estimación promedio de la estabilidad del talud. El factor de seguridad crítico calculado es de 1.48 con la función acumulada de probabilidad y la índice probabilidad, el cual representa el límite en el cual la probabilidad de que el talud sea inestable es igual a la probabilidad de falla de 0.18.

Tabla 3-7: Resultados por el método de Montecarlo de la Alternativa 1

Descripción	Media (ρ_{FS})	Desviación estándar (σ_{FS})	Índice de Probabilidad (β)	Probabilidad de falla (POF)	FS Crítico
Alternativa 1	4.74	3.56	1.05	0.18	1.48

Si el factor de seguridad esperado es mayor al factor de seguridad crítico, representa que el talud es estable con una alta probabilidad. Es decir, la estimación promedio de la estabilidad de talud es mucho mayor que el límite en el cual la probabilidad de falla es significativa.

3.1.3.2 Alternativa 2: Caso estático

La **Figura 3-13** presenta la salida grafica de los resultados de la evaluación probabilística de la estabilidad del talud para la segunda alternativa de corte.

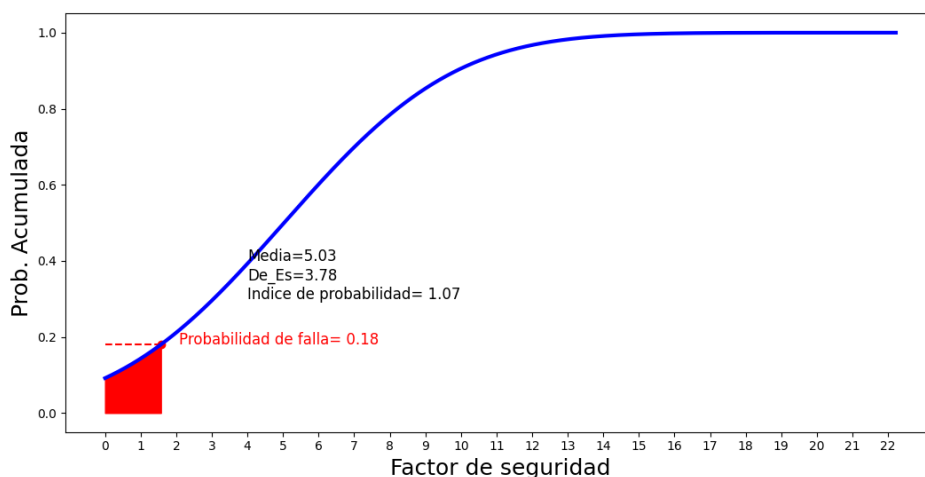


Figura 3-13: Resultados para estabilidad de la alternativa 2

En la **Tabla 3-8** se presentan los resultados de la salida grafica del programa Python, el cual muestra la probabilidad de falla de 1.07 e índices de confiabilidad de 0.17 que de acuerdo con (Dell’Avanzi & Sayão , 1998) define como un talud estable. Puesto que el factor de seguridad crítico de 1.42 es menor al factor de seguridad esperado de 5.03, lo que demuestra que el talud presente una estabilidad mayor al límite.

Tabla 3-8: Resultados por el método de Montecarlo de la Alternativa 2

Descripción	Media (ρ_{FS})	Desviación estándar (σ_{FS})	Índice de Probabilidad (β)	Probabilidad de falla (POF)	FS Crítico
Alternativa 2	5,03	3,78	1,07	0,17	1.42

3.1.3.3 Alternativa 3: Caso estático

La salida grafica **Figura 3-14** del programa Python presenta los resultados de la evaluación probabilística de la estabilidad del talud para la tercera alternativa de corte.

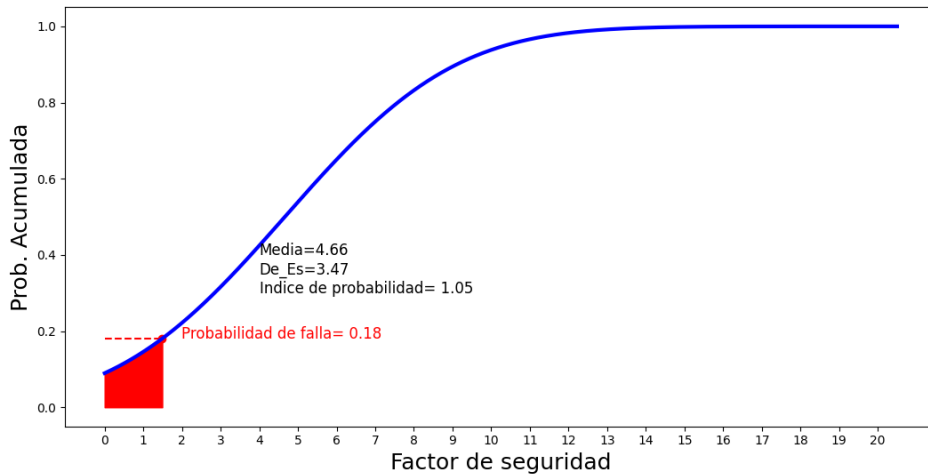


Figura 3-14: Resultados para estabilidad de la alternativa 3

En la **Tabla 3-9** se presentan los resultados de la probabilidad de falla de 0.18 e índice de confiabilidad de 1.05 que según (Dell’Avanzi & Sayão , 1998) el análisis del talud es estable. Adicional se presentado el valor del factor de seguridad crítico de 1.48 y es mucho menor a la media de factor de seguridad de 4.66, lo que presenta una probabilidad de 0.18 de alcanzar el límite de estabilidad.

Tabla 3-9: Resultados por el método de Montecarlo de la Alternativa 3

Descripción	Media (ρ_{FS})	Desviación estándar (σ_{FS})	Índice de Probabilidad (β)	Probabilidad de falla (POF)	FS Crítico
Alternativa 3	4,66	3,47	1,05	0,18	1.48

3.2 Análisis pseudoestático del talud de estudio

El análisis pseudoestático es una técnica de análisis para evaluar la estabilidad del talud frente a fuerzas sísmicas, el talud de estudio de acuerdo con los estudios de geofísica y a la clasificación de los perfiles de suelo de la (NEC, 2015), se determina un suelo tipo C. El coeficiente de aceleración sísmica en la estabilidad de taludes según la (NEC, 2015), para el talud de estudio es de 0.195.

3.2.1 Análisis pseudoestático del estado actual del talud

Con la caracterización los parámetros geotécnicos, a saber, la cohesión (c), el ángulo de fricción (ϕ), el peso específico (γ) y coeficiente de aceleración sísmica (kh), permiten establecer la estabilidad del talud en base a un factor de seguridad (FS) en el caso pseudoestático. En el análisis de estabilidad de taludes bajo condiciones pseudoestáticas (Morgenstern & Price, 1695) considera la resistencia del suelo y las

fuerzas sísmicas, en este caso la fuerza sísmica equivalente se considera como carga estática, ya sean horizontales u verticales aplicados al talud, considerando la aceleración sísmica efectiva y la masa del talud.

En las **Figura 3-15**, **Figura 3-16** y **Figura 3-17** se presentan las salidas gráficas del software de análisis Slide, de los perfiles geotécnicos del talud en las abscisas 4+670, 4+790 y 4+930, respectivamente. El software Slide permite importar los perfiles topográficos, para así analizar de manera detallada la geometría del talud y permite el análisis pseudoestático para evaluar la estabilidad del talud bajo cargas sísmicas.

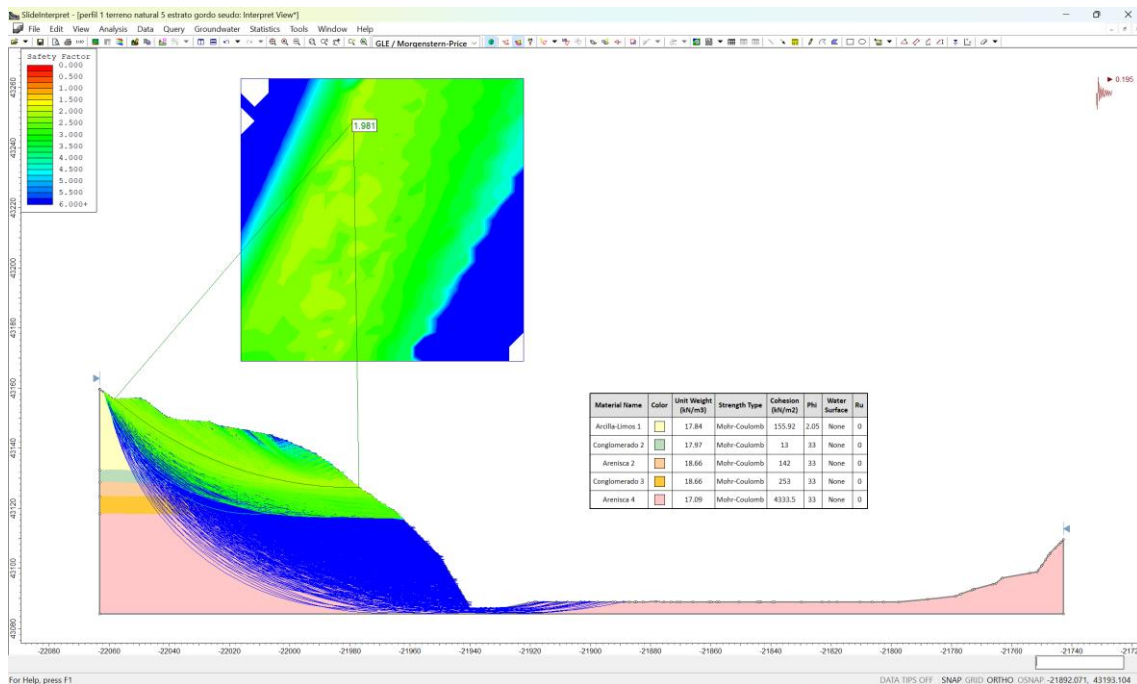


Figura 3-15: Análisis perfil geotécnico del talud del km 4+670, condición pseudoestática

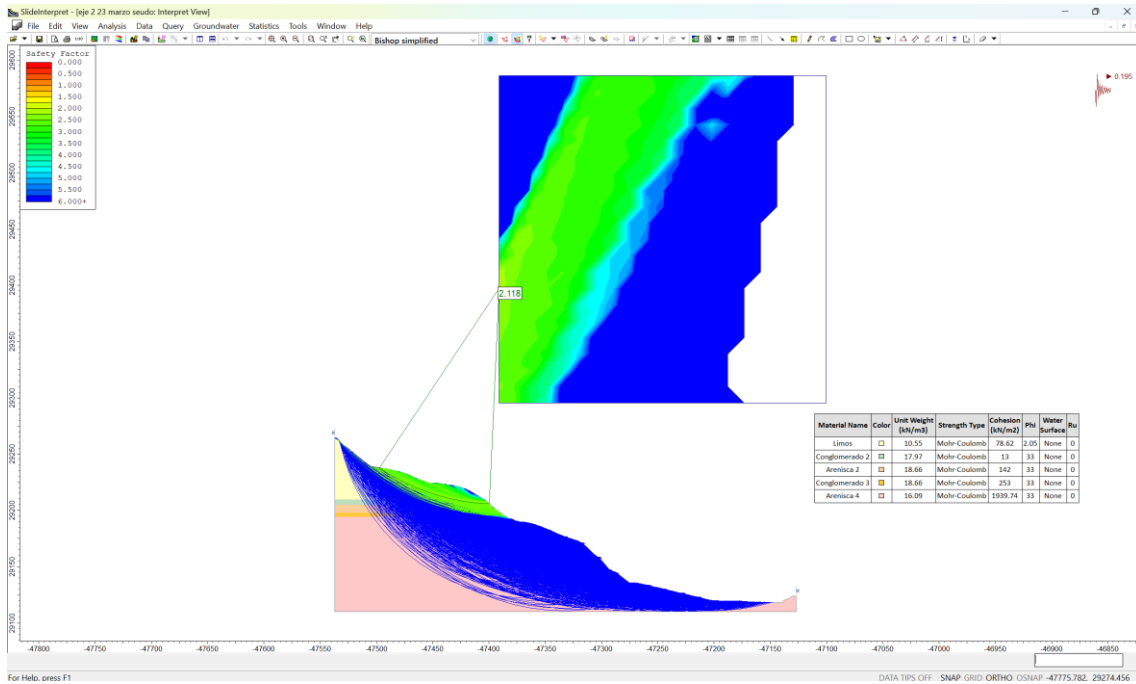


Figura 3-16: Análisis perfil geotécnico del talud del km 4+790, condición pseudoestática

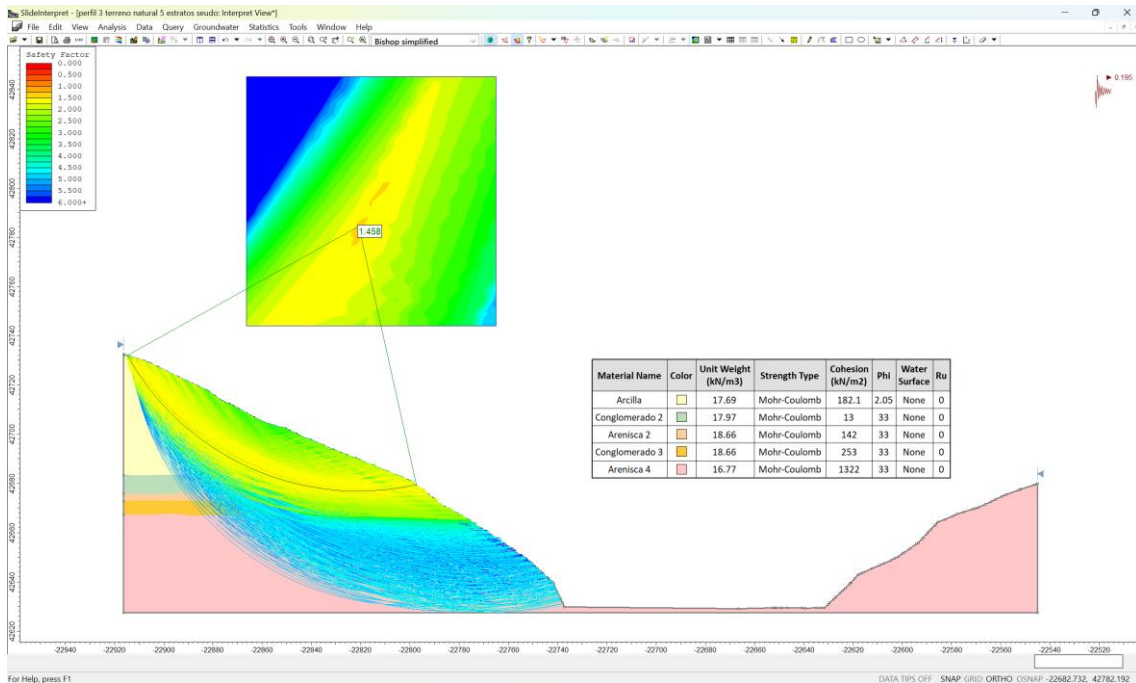


Figura 3-17: Análisis perfil geotécnico del talud del km 4+930, condición pseudoestática

Los resultados del análisis de los perfiles geotécnicos en condición pseudoestática por el software Slide se presentan en la **Tabla 3-10**. Para determinar que perfil del talud es más desfavorable en términos de estabilidad, se escoge el factor de seguridad más bajo, el cual indica que un valor más bajo está más cerca de la condición de inestabilidad, en

este caso se escoge el perfil geotécnico del talud del km 4+930 con un factor de seguridad de 1.45.

Tabla 3-10: Análisis de los perfiles geotécnicos en condiciones actuales pseudoestático

Descripción	Condición	Factor de seguridad
Talud del km 4+670	pseudo	1.98
Talud del km 4+790	pseudo	2.11
Talud del km 4+930	pseudo	1.45

3.2.2 Análisis pseudoestático Método Montecarlo del estado actual

La **Tabla 3-2** contiene los parámetros geotécnicos del perfil del talud de análisis. Para la valoración pseudoestática del perfil del km 4+930 utilizando el método de Montecarlo para evaluar la estabilidad del talud, se considera la homogeneidad de la masa del suelo junto con las variaciones de los parámetros geomecánicos.

La subrutina del método del Montecarlo en el software PYTHON permite crear la variedad de simulaciones, para el caso de estudio se han establecido 150 muestras para generar datos sobre los parámetros geomecánicos.

El rango de variación de cada uno de los parámetros geomecánicos según la distribución normal se la presenta en la **Tabla 3-3**. El rango de variación se puede describir mediante la media y la desviación estándar. Las funciones de densidad de probabilidad para el peso específico (γ), cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ) se muestran en las figuras **Figura 3-4**, **Figura 3-5** y **Figura 3-6**, Las funciones de densidad de probabilidad presentan la variación que se permite al modelo para cada parámetro.

La subrutina de PYTHON genera parámetros geomecánicos siguiendo una distribución normal, estos datos son analizados a través del software Slide2 Rocscience, la estabilidad del talud es evaluada por el método de equilibrio límite con inclusión carga sísmica horizontal. En este caso se utiliza (Morgenstern & Price, 1695) por ser un método completo.

La función de densidad acumulada de probabilidad del factor seguridad muestra como varia la probabilidad de que el talud sea estable en función de diferentes valores del factor seguridad, previamente generados por el método Montecarlo.

Los resultados del análisis del talud km 4+930 en condiciones actuales en el caso pseudoestático son presentados en la salida gráfica de PYTHON en la **Figura 3-18**. En

la que se muestra los resultados del factor de seguridad como una función de densidad acumulada de la probabilidad del factor de seguridad.

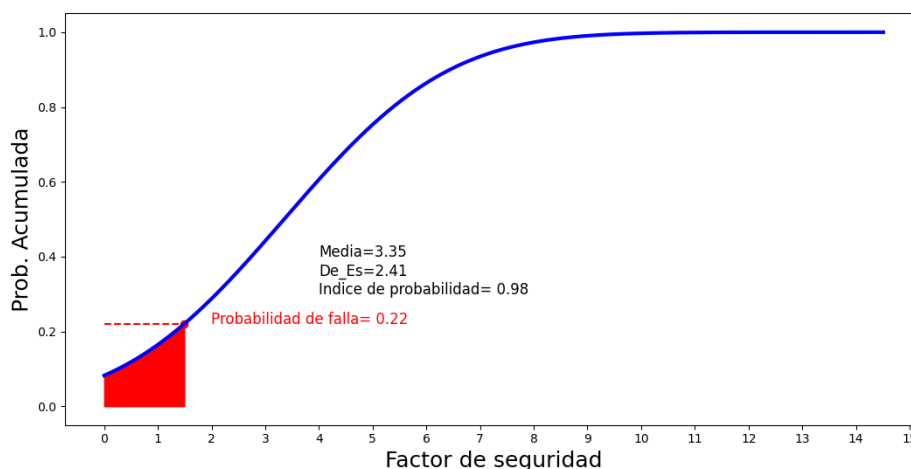


Figura 3-18: Probabilidad de falla del talud del km 4+930, estado actual pseudoestático

Los resultados se presentan en la **Tabla 3-12**, donde se tiene un índice de probabilidad de 0.98 y una probabilidad de falla de 0.22. Teniendo presente que el factor de seguridad es de 1.49, el cual es menor al umbral del factor de seguridad de 3.35, lo que presenta que en base se tiene una probabilidad de falla 0.22 de alcanzar el límite permitido. Por tanto, el talud es estable. Tabla 3-4

Tabla 3-11: Resultados probabilidad de falla del talud del km 4+930, estado actual pseudoestático

Descripción	Media (ρ_{FS})	Desviación estándar (σ_{FS})	Índice de Probabilidad (β)	Probabilidad de falla (POF)	FS Crítico
Talud del km 4+930	3.35	2.41	0.98	0.22	1.49

3.2.3 Análisis pseudoestático por el método Montecarlo de las alternativas de corte

Para el caso de estudio, se proponen tres alternativas de corte del talud para el trazado vial, esto permite la optimización del perfil geométrico. Como se ha discutido anteriormente, dentro de las alternativas de corte se han planteado dos tipos de pendiente para cada alternativa, esto con el objetivo de garantizar que la parte inferior del talud tenga una pendiente adecuada donde se encuentra el trazado vial y en la parte superior se proyecta una pendiente suave para evitar la erosión por viento o lluvia sobre los materiales de menor resistencia.

Los criterios de corte de taludes para diferentes tipos de suelo se presentan en la **Tabla 3-5**, establecidos empíricamente en base a trabajo de protección según (Asociación de carretera del Japón, 1984). Los criterios de inclinación de taludes se presentan en términos de relación vertical a horizontal.

Las alternativas de corte para el análisis pseudoestático son las mismas adoptadas para el caso estático del talud de estudio del km 4+930. Las inclinaciones adoptadas para el corte del talud se presentan en la **Tabla 3-6**.

3.2.3.1 Alternativa 1: Caso pseudoestático

Los resultados de la evaluación probabilística de la estabilidad del talud bajo el escenario pseudoestático para la primera alternativa de corte se presenta en la **Figura 3-19**.

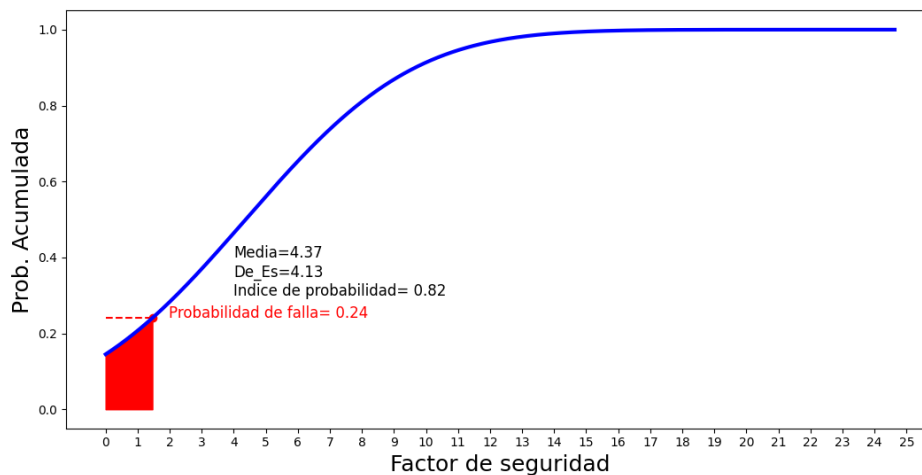


Figura 3-19: Resultados para estabilidad de la alternativa 1, caso pseudoestático

Los resultados obtenidos mediante el método de Montecarlo para la alternativa 1 bajo el escenario pseudoestático se presentan en la **Tabla 3-12**. Donde se presenta el índice de probabilidad de 0.82 y la probabilidad de falla de 0.24. La media del factor de seguridad de 4.34 representa la estimación promedio de la estabilidad y el factor de seguridad crítico es calculado a partir de la función acumulada de probabilidad y el índice de probabilidad, por tanto, el factor de seguridad esperado de 4.34 es mayor al factor de seguridad crítico de 1.42 y según (Dell'Avanzi & Sayão, 1998) el talud es estable y presenta un nivel aceptable de seguridad contra la inestabilidad.

Tabla 3-12: Resultados por el método de Montecarlo de la Alternativa 1 caso pseudoestático

Descripción	Media (ρ_{FS})	Desviación estándar (σ_{FS})	Índice de Probabilidad (β)	Probabilidad de falla (POF)	FS Crítico
Alternativa 1	4.34	4.13	0.82	0.24	1.42

3.2.3.2 Alternativa 2: Caso pseudoestático

Los resultados de la evaluación probabilística de la estabilidad del talud bajo el escenario pseudoestático para la segunda alternativa de corte se presenta en la **Figura 3-20**.

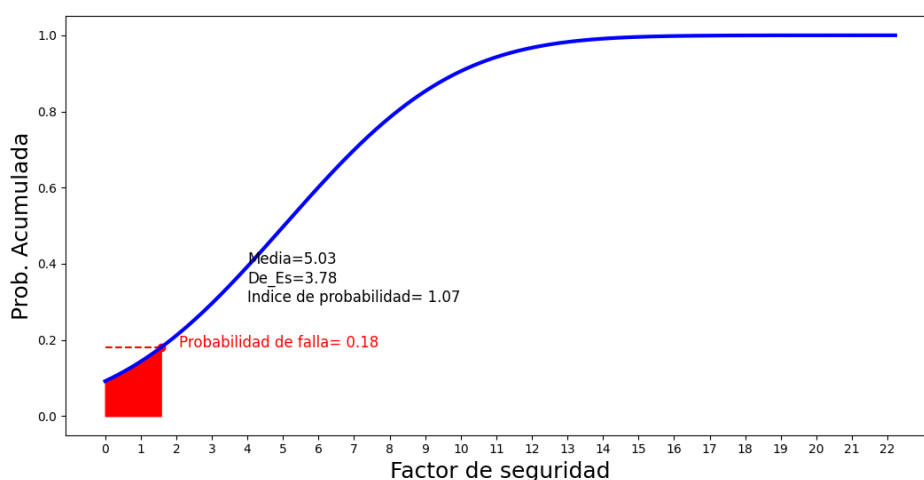


Figura 3-20: Resultados para estabilidad de la alternativa 2, caso pseudoestático

La alternativa 2 bajo el escenario pseudoestático por el método de Montecarlo se presentan en la **Tabla 3-13**. En la cual se presenta el factor de seguridad crítico de 1.52 calculado a partir de la probabilidad de falla de 0.21 y del índice de probabilidad de 0.99 y la media del factor seguridad de 3.87. Siendo mayor el factor de seguridad esperado por tanto según (Dell'Avanzi & Sayão , 1998) se considera estable con una probabilidad de fallo de 0.21.

Tabla 3-13: Resultados por el método de Montecarlo de la Alternativa 2 caso pseudoestático

Descripción	Media (ρ_{FS})	Desviación estándar (σ_{FS})	Índice de Probabilidad (β)	Probabilidad de falla (POF)	FS Crítico
Alternativa 2	3.87	2.91	0.99	0.21	1.52

3.2.3.3 Alternativa 3: Caso pseudoestático

Los resultados de la evaluación probabilística de la estabilidad del talud bajo el escenario pseudoestático para la tercera alternativa de corte se presenta en la **Figura 3-21**.

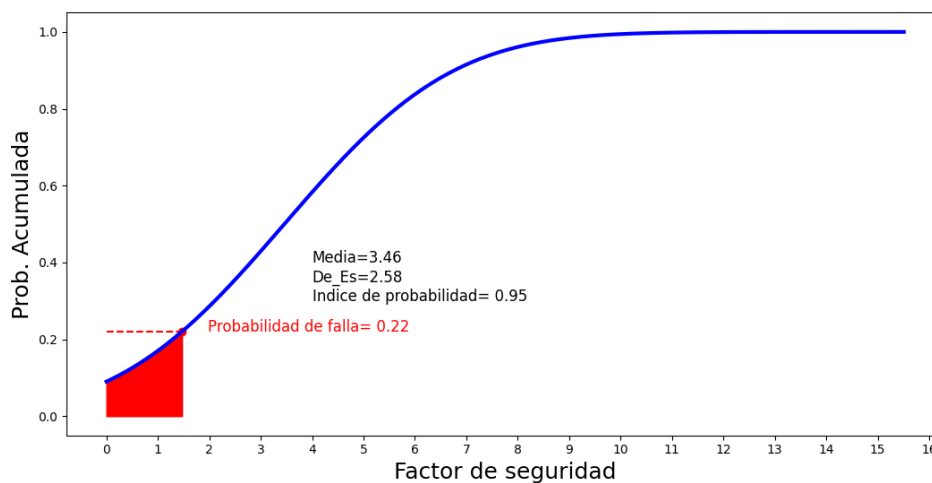


Figura 3-21: Resultados para estabilidad de la alternativa 3, caso pseudoestático

La alternativa 3 bajo el escenario pseudoestático por el método de Montecarlo se presentan en la **Tabla 3-14**. De similar manera que los casos anteriores se analiza el factor de seguridad crítico de 1.47 sea menor al factor de seguridad esperado de 3.46 y su probabilidad de falla 0.22, lo que se considera que el talud sea estable.

Tabla 3-14: Resultados por el método de Montecarlo de la Alternativa 3 caso pseudoestático

Descripción	Media (ρ_{FS})	Desviación estándar (σ_{ES})	Índice de Probabilidad (β)	Probabilidad de falla (POF)	FS Crítico
Alternativa 3	3.46	2.58	0.95	0.22	1.47

3.2.1 Análisis de presupuesto de movimiento de tierras

Los costos de construcción de cada una de las alternativas, se ha realizado en base a una estimación de cantidades de obra preliminares. En las **Tabla 3-15**, **Tabla 3-16** y **Tabla 3-17** se detalla el costo de construcción estimado por cada alternativa.

Tabla 3-15: Presupuesto Alternativa 1

PRESUPUESTO						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1		OBRAS PRELIMINARES				85,228.61
1.1	501021	Replanteo y nivelación.	m2	320,501.10	0.21	66,228.35
1.2	501001	Desbosque, desbroce y limpieza.	Ha.	32.05	592.83	19,000.27
2		MOVIMIENTO DE TIERRAS				7,189,941.59
2.1	500035	Excavación en Suelo.	m3	102,163.36	1.62	165,614.98
2.2	500087	Excavación mecánica en suelo de alta consolidación	m3	919,470.24	5.72	5,255,020.68
2.3	503067	Transporte de material de excavación a escombreras (Transporte libre 500 mts)	m3-km	8,173,068.80	0.22	1,769,305.93
		SUBTOTAL				7,275,170.21
		IVA			12 %	873,020.42
		TOTAL				8,148,190.63

Tabla 3-16: Presupuesto Alternativa 2

PRESUPUESTO						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1		OBRAS PRELIMINARES				85,228.61
1.1	501021	Replanteo y nivelación.	m2	320,501.10	0.21	66,228.35
1.2	501001	Desbosque, desbroce y limpieza.	Ha.	32.05	592.83	19,000.27
2		MOVIMIENTO DE TIERRAS				8,858,920.16
2.1	500035	Excavación en Suelo.	m3	125,878.22	1.62	204,058.66
2.2	500087	Excavación mecánica en suelo de alta consolidación	m3	1,132,903.98	5.72	6,474,852.13
2.3	503067	Transporte de material de excavación a escombreras (Transporte libre 500 mts)	m3-km	10,070,257.60	0.22	2,180,009.37
		SUBTOTAL				8,944,148.77
		IVA			12 %	1,073,297.85
		TOTAL				10,017,446.63

Tabla 3-17: Presupuesto Alternativa 3

PRESUPUESTO						
Ítem	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1		OBRAS PRELIMINARES				85,228.61
1.1	501021	Replanteo y nivelación.	m2	320,501.10	0.21	66,228.35
1.2	501001	Desbosque, desbroce y limpieza.	Ha.	32.05	592.83	19,000.27
2		MOVIMIENTO DE TIERRAS				5,549,233.43
2.1	500035	Excavación en Suelo.	m3	78,850.20	1.62	127,822.48
2.2	500087	Excavación mecánica en suelo de alta consolidación	m3	709,651.80	5.72	4,055,851.64
2.3	503067	Transporte de material de excavación a escombreras (Transporte libre 500 mts)	m3-km	6,308,016.00	0.22	1,365,559.30
		SUBTOTAL				5,634,462.04
		IVA			12 %	676,135.45
		TOTAL				6,310,597.49

3.2.1.1 Análisis de precios unitarios

Se ha realizado el análisis de precios unitarios (APU), el que, de acuerdo a las buenas prácticas para la gestión de proyectos, trata de mejorar la precisión en la estimación en los procesos de planificación. Esta mejora descompone el proyecto en trabajos más pequeños, por lo tanto, el (APU) integra el análisis de la estimación de áreas de alcance, tiempo y costo, teniendo presente el recurso y la calidad.

En las **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** del apartado de ANEXO 11 se detalla los análisis de precios unitarios para rubro.

4 CAPÍTULO 4

ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS

En el presente capítulo se muestra la evaluación de resultados obtenidos mediante el análisis de estabilidad, tanto en las condiciones actuales del talud como en las tres alternativas de corte consideradas. Además, se analiza los resultados del escenario pseudoestático en condiciones actuales y sus alternativas de corte. Por último, se lleva a cabo una evaluación económica de las tres alternativas de corte para determinar su viabilidad financiera. Este enfoque permite, no solo evaluar la estabilidad del talud en diferentes escenarios, sino también comprender su impacto económico, proporcionando así una visión integral del proceso de evaluación y toma de decisiones.

4.1 Evaluación de resultados

Para el análisis del talud en el km 4+930 de la vía Cuenca-Estación de Cumbe, se ha tenido en cuenta la variabilidad de las propiedades del suelo al proponer una alternativa de corte para el trazado vial.

Se utilizó el método Montecarlo para considerar la homogeneidad de la masa de suelo y la variación de los parámetros geomecánicos. El ANEXO 1 contiene la subrutina en PYTHON del método Montecarlo, la cual permitió generar funciones de densidad de probabilidad para el peso específico (γ), la cohesión (c) y el ángulo de fricción (ϕ) basadas en la media y la desviación estándar de cada parámetro geotécnico.

En el ANEXO 2 se presentan los datos generados utilizando la variabilidad de los parámetros con una distribución normal. Estos datos fueron analizados con métodos determinísticos para calcular un factor de seguridad que indica la estabilidad o inestabilidad del talud.

Los ANEXOS 3 al 10 contienen las salidas gráficas del software Slide para cada caso analizado. Los resultados del factor de seguridad obtenidos se reintrodujeron en la subrutina en PYTHON para analizar la estabilidad del talud mediante métodos probabilísticos, que evalúan la superficie crítica de falla basándose en el índice de confiabilidad.

Desde el punto de vista de la estabilidad geológica, es necesario señalar que el talud de estudio está constituida por una gran variación lateral de su litología; consiste de conglomerados de base, arenas, arcillas, tobas y brechas bien estratificadas y buzando

a favor de la estabilidad del talud. El talud presenta buena calidad de las rocas y materiales bien soldados, lo cual garantizan la estabilidad del corte del talud.

La estratificación horizontal de los materiales en el talud es un aspecto favorable para la factibilidad de realizar cortes, usando el sistema de terrazas, complementando con elementos de protección superficial.

4.1.1 Evaluación estática en condiciones actuales

Por el tamaño considerable del talud se analizó tres perfiles, siendo en las abscisas 4+670, 4+790 y 4+930. Dando el perfil de la abscisa 4+930 con el factor de seguridad más desfavorable.

El análisis en condiciones actuales del perfil de la abscisa 4+930 es de 2.14. Este factor de seguridad fue calculado por métodos determinísticos, en donde el resultado es estable, esto debido a los buenos materiales que componen el talud.

La variabilidad de los parámetros geomecánicos se evaluó mediante el método de Montecarlo, que mediante una simulación de variables aleatorias permite establecer la función de distribución de repetición hasta llegar a un punto de convergencia partiendo de una variable dependiente. Los datos generados de la simulación generan una función de probabilidad.

Para el perfil de la abscisa 4+930 se determinó un valor de la media del factor seguridad de 4.69, una desviación estándar de 3.35, esto implica que los valores individuales del factor seguridad puede alejarse más menos este valor. El índice de probabilidad representa un nivel de seguridad o de confiabilidad, en este caso se tiene un valor de 1.10, un índice de probabilidad más cercano o mayor a 1 indica mayor confiabilidad.

La probabilidad de falla estimada que el talud es del 17% y su factor crítico de seguridad es de 1.49, lo que presenta el límite en el cual la probabilidad de falla es igual al índice de probabilidad. Por tanto, la media del factor seguridad es significativamente mayor que el valor de factor de seguridad crítico y su probabilidad de falla es bajo, lo que refleja una alta probabilidad de estabilidad.

4.1.1 Evaluación estática de las alternativas de corte

Para el talud de estudio se ha planteado el análisis de tres alternativas de corte para el trazado vial, lo que permite la optimización del perfil geométrico de corte, las alternativas

de corte para ambos escenarios tanto estático como pseudoestático son las mismas. Las inclinaciones adoptadas para el corte del talud han sido diseñadas teniendo presente el trazado vial que atraviesa, de esta manera que el corte del talud sea compatible con la vía, minimizando el riesgo de falla.

Para asegurar condiciones estables del talud, se han diseñado cortes en la parte inferior del talud que se integren de manera armónica con el trazado vial y en la parte superior se proyecta una pendiente suave para evitar la erosión por viento o lluvia sobre los materiales de menor resistencia.

La evaluación estática de las alternativas de corte del perfil de la abscisa 4+930 por el método de Montecarlo presenta que la estimación promedio de la estabilidad del talud para cada alternativa está entre 4.66 y 5.03, la desviación estándar entre 3.47 y 3.78 indicando que los valores más altos implican una mayor variabilidad en la estimación de estabilidad, el índice de probabilidad presenta un nivel de confianza deseado en los cortes del talud, puesto que todos los valores son mayores a 1, lo que presenta un nivel de confianza. La probabilidad de falla está entre 0.17 y 0.18 lo que representa que el riesgo de falla de cada alternativa de corte es bajo y su factor de seguridad crítico está entre 1.42 y 1.48.

Se observa que la media del factor de seguridad es mayor al factor de seguridad crítico y su probabilidad de falla es baja, la alternativa de corte de 2 tiene una media del factor seguridad de 5.03 pero su factor de seguridad crítico de 1.42, este valor es el más bajo entre las alternativas de corte lo que pudiese indicar una menor estabilidad.

La alternativa de corte 1 presenta una media del factor de seguridad de 4.74 y su factor de seguridad crítico de 1.42 lo que indica estabilidad. La alternativa de corte 3 presenta una media del factor seguridad de 4.66 y su factor de seguridad crítico de 1.48. Por tanto, la alternativa 3 presenta un nivel de seguridad moderado con una probabilidad de falla de 17%, lo que permite indicar que es la mejor opción para realizar el corte del talud.

En la **Tabla 4-1** se presenta un resumen de los resultados del análisis por el método de Montecarlo para cada alternativa de corte, en la cual se destaca la Alternativa 3.

Tabla 4-1: Síntesis de los resultados del análisis por el método de Montecarlo.

Descripción	Media (ρ_{FS})	Desviación estándar (σ_{FS})	Índice de Probabilidad (β)	Probabilidad de falla (POF)	FS Crítico
Alternativa 1	4.74	3.56	1.05	0.18	1.48
Alternativa 2	5.03	3.78	1.07	0.17	1.42
Alternativa 3	4.66	3.47	1.05	0.18	1.48

4.1.1 Evaluación pseudoestática en condiciones actuales

La evaluación pseudoestática en condiciones actuales del talud de estudio es una técnica para evaluar la estabilidad de la masa frente a potenciales deslizamientos considerando el coeficiente de aceleración sísmica (kh), este caso kh para la zona de ubicación del estudio y de acuerdo con el tipo de suelo es de 0.195.

El análisis determinístico pseudoestático en condiciones actuales se llevó a cabo utilizando el método de Morgenstern & Price. El perfil geotécnico del talud en la abscisa 4+670 muestra un factor de seguridad de 1.98, mientras que en la abscisa 4+790 el factor de seguridad es de 2.11. En el caso del perfil de la abscisa 4+930, el factor de seguridad es de 1.45, por tanto, en términos de factor seguridad este perfil es más desfavorable.

El perfil geotécnico del talud en la abscisa 4+790 se evaluó con el método de Montecarlo, dando como resultado la media del factor de seguridad de 3.35 que representa un nivel promedio de estabilidad esperado para el talud, una desviación estándar de 2.41, un índice de probabilidad de 0.98 el cual está cercano a la unidad y representa estabilidad, una probabilidad de falla de 22% que el talud falle y un factor de seguridad crítico de 1.49. Por tanto, el factor de seguridad medio es mayor al factor de seguridad crítico lo que presenta estabilidad con un riesgo del 22% del que talud se vuelva inestable.

4.1.2 Evaluación pseudoestática de las alternativas de corte

La evaluación pseudoestática de las alternativas de corte para el perfil de la abscisa 4+930 por el método de Montecarlo se considera las mismas pendientes que el caso estático y que el coeficiente de aceleración sísmica (kh) es de 0.195.

Los resultados de los análisis pseudoestáticos por el método de Montecarlo para las tres alternativas se presentan en la **Tabla 4-2** . En la tabla se puede observar que la

alternativa 1 presenta el mayor valor para el factor de seguridad medio de 4.34 y la probabilidad de fallo de 0.24 y que muestra el menor valor de factor seguridad crítico de 1.42 con respecto a las otras alternativas. Por tanto, la alternativa 1 tiene mayor factor de seguridad medio, pero muestra una probabilidad de fallo más alta lo que indica un mayor riesgo de inestabilidad, la alternativa 2 presenta un factor de seguridad medio al igual que su factor de seguridad crítico con una probabilidad de fallo moderado y la alternativa 3 presenta un factor de seguridad medio más bajo pero una probabilidad de falla un poco menor que la alternativa 1, por lo que, en términos de estabilidad y riesgo de falla, la alternativa 3 está más cerca al límite de estabilidad.

Tabla 4-2: Síntesis de los resultados pseudoestáticos por el método Montecarlo

Descripción	Media (ρ_{FS})	Desviación estándar (σ_{FS})	Índice de Probabilidad (β)	Probabilidad de falla (POF)	FS Crítico
Alternativa 1	4.34	4.13	0.82	0.24	1.42
Alternativa 2	3.87	2.91	0.99	0.21	1.52
Alternativa 3	3.46	2.58	0.95	0.22	1.47

4.1.1 Evaluación del presupuesto de movimiento de tierras

La evaluación del presupuesto de movimiento de tierras destaca la alternativa de corte 3, no solo por su viabilidad económica, sino por su estabilidad basada en el factor de seguridad, índice de probabilidad y probabilidad de falla. Este análisis permite indicar su viabilidad en comparación con las otras alternativas, por tanto, considerando los aspectos económicos y criterios de estabilidad es la más favorable para el proyecto.

5 CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente capítulo se presenta las conclusiones de la evaluación de resultados obtenidos mediante el análisis estático, pseudoestático y las alternativas de corte para el talud comprendido entre las abscisas 4+520 y 5+200 de la vía Cuenca – Cumbe, considerando la variabilidad de las propiedades de los materiales.

El análisis estático y pseudoestático se ha evaluado por la metodología determinística y probabilística para determinar la estabilidad del talud y así analizar las ventajas y desventajas de la variabilidad de los parámetros geomecánicos en la evaluación de estabilidad de taludes. Además, se presenta las recomendaciones de futuras investigaciones basadas en el tema de estudio.

5.1 Conclusiones

La caracterización geológica y geotécnica de la zona de estudio, se ha realizado con el respaldo del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), el cual proporcionó información de la zona de estudio, de la cual se basa en el “*Estudio de impacto ambiental para la construcción de la carretera Cuenca-Estación de Cumbe (Acceso sur a Cuenca) de 14 km de longitud aproximadamente, ubicada en la provincia del Azuay*”. Esta recopilación ha permitido desarrollar un modelo tridimensional detallado del talud de la zona de estudio con su estratigrafía y sus parámetros geotécnicos. Este enfoque ha permitido analizar el talud en tres perfiles, esto debido a su tamaño.

El análisis del estado de equilibrio límite por el método determinístico Morgenstern & Price ha sido fundamental para evaluar la estabilidad del talud, este enfoque ha permitido identificar dentro de los tres perfiles del talud el más desfavorable, en este caso el perfil de la abscisa 4+930 que presenta el menor factor seguridad que es 2.14 para el caso estático y 1.45 para el caso pseudoestático. En ambos casos según la (NEC, 2015) son considerados estables. El talud forma parte de la Fm. Turi y está compuesto por arcillas, limos, conglomerados y areniscas que poseen buenas características geomecánicas.

Para la consideración de la variabilidad de los parámetros geomecánicos se ha realizado el análisis con método probabilístico de Montecarlo. El análisis probabilístico de Montecarlo es una herramienta que se puede usar en combinación con el análisis determinístico, en este caso se combinó con el método de Morgenstern & Price, los métodos probabilísticos proporcionan la ventaja de incluir la incertidumbre y mejorando la toma de decisiones.

El perfil de la abscisa 4+930, siendo el más desfavorable de los tres perfiles, se analizó estáticamente por método de Montecarlo para evaluar la variabilidad de los parámetros geomecánicos, dando como resultado una media del factor de seguridad de 4.69 con una desviación estándar de 3.35, un índice de probabilidad de 1.10 lo cual presenta una seguridad aceptable, lo que concuerda con el análisis determinístico realizado con Morgenstern & Price. La probabilidad de falla es del 17% con un factor de seguridad crítico de 1.49, lo que ayuda afirmar la estabilidad del talud.

En el caso del análisis pseudoestático para el perfil de la abscisa 4+930, se puede notar la disminución de la media del factor de seguridad a 3.35 y en su índice de probabilidad 0.98. La probabilidad de falla aumenta a 0.22 y se mantiene su factor de seguridad crítico de 1.49. Esta disminución en el índice de probabilidad presenta una disminución ligeramente menor en la confiabilidad en comparación con análisis estático, aunque el análisis en el caso pseudoestático presenta una probabilidad de falla un poco mayor, en ambos casos se presenta el factor crítico como satisfactorio dando un criterio de estabilidad.

La evaluación de las tres alternativas de corte, tanto en condiciones estáticas como pseudoestáticas, muestran valores aceptables de estabilidad. Se presentan pequeñas diferencias entre los resultados de las tres alternativas, siendo en este caso la alternativa 3 como la más viable. En el caso estático, la alternativa 3 presenta una media del factor de seguridad de 4.66, mientras que en el caso pseudoestático, este valor disminuye ligeramente a 3.46. El índice de probabilidad para el análisis estático es de 1.05, mientras que en el caso pseudoestático presenta una ligera disminución a 0.95. La probabilidad de falla es del 18% para el caso estático y del 22% para el caso pseudoestático. Por tanto, la alternativa 3 presenta un promedio adecuado de estabilidad del análisis estático con una ligera disminución en el caso pseudoestático por las cargas dinámicas simuladas, lo que presenta como estable y con una confiabilidad aceptable al talud.

La alternativa 3 de corte de talud sobresale por su viabilidad económica y estabilidad en términos de índice de probabilidad y probabilidad de falla, la cual sería la opción más favorable.

Las ventajas de realizar un análisis considerando la variabilidad de los parámetros geomecánicos para la evaluación de estabilidad de taludes son: Mayor precisión, en cuanto la evaluación de la estabilidad; representación realista del terreno, ya que refleja la uniformidad de los terrenos y mejora la representación del comportamiento del talud;

análisis más robusto, ya que permite una evaluación del talud bajo diferentes escenarios. Las desventajas de la variabilidad de los parámetros geomecánicos es que son más complejos ya que se requiere de más datos y recursos computacionales. Su interpretación es más difícil, por la amplia gama de escenarios y resultados que pueden presentarse. Finalmente, se considera que variabilidad de los parámetros geomecánicos mejora la representación del talud, pero adiciona la incertidumbre a la toma de decisiones.

5.2 Recomendaciones

Para una nueva investigación se puede incluir cargas en el talud y considerar la variabilidad para estudiar su influencia en el índice de confiabilidad y probabilidad de falla.

Para investigaciones futuras se podría plantear técnicas avanzadas de análisis estadístico y machine learning para analizar y predecir la variabilidad de parámetros geotécnicos.

Para futuras líneas de investigación se recomienda desarrollar scripts personalizados utilizando Python o Matlab para automatizar la totalidad del proceso de análisis, generando resultados gráficos y análisis de datos.

Se sugiere investigar la influencia del nivel freático y la variabilidad de parámetros geomecánicos en la estabilidad de taludes para optimizar el diseño de taludes en zonas con variaciones del nivel freático.

Finalmente, se debe puede evaluar el talud, mediante la aplicación de otros métodos de análisis como elementos finitos, considerando las relaciones esfuerzos deformaciones.

Referencias

- Asociacion de carretera del Japón. (1984). *Manual de proteccion de taludes*. Tokyo: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.
- Ayala, F. J., Andreu, F. J., Fe, M., & Ferrer, M. D. (1987). *Manual de taludes*. Madrid: Serie Geotecnia. IGME.
- Bhattacharya, G., Jana, D., Ojha, S., & Chakraborty, S. (2003). Direct search for minimum reliability index of earth slopes. *Comp and Geotech Journal*, 30:455–462.
- Bieniawski, Z. (1988). The rock mass rating (RMR) system (geomechanics classification) in engineering practice. En *Rock Classification Systems for Engineering Purposes*. ASTM International.
- Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, 5(1), 7-17.
- Christian, J., Ladd, C., & Baecher, G. (1994). Reliability Applied to Slope Stability Analysis. *Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE*, 120, 2180-2207.
- Deepak, K., Roy, R., Kweon, J.-H., & Choi, J.-h. (2016). Numerical modeling of combined matrix cracking and delamination in composite laminates using cohesive elements. *Applied Composite Materials*, 23, 397-419.
- Dell'Avanzi, E., & Sayão, A. (1998). Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes. *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, 1289-1295.
- Department of the U.S. Army Corps of Engineers. (1997). *Engineering and Design: Introduction to Probability and Reliability Methods for Use in Geotechnical Engineering*.
- Duncan, J. M. (1996). State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(7), 577-596.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley & Sons.
- El-Ramly, H., Morgenstern, N. R., & Cruden, D. M. (2002). Probabilistic slope stability analysis for practice. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(3), 665-683.
- Escobar Toro, L. J., & Valencia González, Y. (2012). Análisis de estabilidad y probabilidad de falla de dos taludes de suelo tropical en la autopista medellín-bogotá en el tramo de vía entre marinilla y santuario. *Boletín de Ciencias de la Tierra*, (31), 51-64.
- Fernández, W., Villalobos, S., & King, R. (2018). Evaluación probabilística de la estabilidad de taludes en suelos residuales de granito completamente descompuesto. *Revista Ingeniería de Construcción*, 33(1), 5-14.
- Hidalgo Montoya, C. A., & Pacheco de Assis, A. (2011). Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 10(18), 69-78.
- Hidalgo, C., & Assis, A. (2011). Evaluación de la incertidumbre en el análisis de estabilidad de un talud excavado en suelos residuales. *In Geotechnical Conference*, (pp. 2-9).
- Hidalgo Montoya, C. A., & Pacheco de Assis, A. (2011). Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 70-77.
- Kalender, A. Y., Sonmez, H., Medley, E., Tunusluoglu, C., & Kasapoglu, K. E. (2014). An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoils. *Engineering geology*, 183, 65-79.
- Kumar, D., Rene, R., Jin-Hwe, K., & Jin-ho, C. (2016). Numerical modeling of combined matrix cracking and delamination in composite laminates using cohesive elements. *Applied Composite Materials*, 23, 397-419.

- Kumar, R., Bhargava, K., & Choudhury, D. (2016). Estimation of engineering properties of soils from field SPT using random number generation. *INAE Letters*, 1, 77-84.
- Morgenstern, N., & Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15(1), 79-93.
- MTOP. (2020). Estudio de impacto ambiental para la construcción de la carretera Cuenca-Estación de Cumbe (Acceso sur a Cuenca) de 14 km de longitud aproximadamente, ubicada en la provincia del Azuay. incluye vía, ciclovía, intercambiadores, puentes, escombreras, planta.
- NEC. (2015). Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente NEC - SE - DS. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- Olivera Bustamante, F. (1996). *Estructuración de vías terrestres*. Mexico: Grupo editorial patria.
- Osorio Salas, J. P., & Cañón Barriga, J. E. (2017). Reliability-based designs procedure of earth retaining walls in geotechnical engineering. *Obras y Proyectos*, (22), 50-60.
- Quevedo, G., & Martínez, A. (2011). Análisis estocástico y diseño probabilista en la geotecnia: Aplicación al diseño geotécnico de cimentaciones superficiales en suelos cohesivos. *Revista de la construcción*, 10(1), 15-23.
- Rodríguez-Aragón, L. J. (2011). Simulación, método de montecarlo. *Recuperado de: https://previa.uclm.es/profesorado/licesio/docencia/mcoi/tema4_guion.pdf*.
- Sanhueza Plaza, C., & Rodríguez 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.
- Suárez, J. (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. *Instituto de Investigaciones sobre Erosión y deslizamiento*.
- Suarez, J. (2009). Análisis de Estabilidad. *Deslizamientos, Análisis Geotécnico*, 127-172.
- Tang, W., Yucemen, M., & Ang, A. (1976). Probability-based short-term design of soil slope. *Can Geotech Journal*, 13:201-215.
- Vega, C. (1983). *Método de Montecarlo*. (URSS). MIR MOSCÚ.
- Villalobos, S., Fernández, W., & King, R. (2018). Probabilistic analysis of slope stability in completely decomposed granite residual soils. *Revista Ingeniería de Construcción*, 5-14.
- Williams, T. (2003). The Contribution of Mathematical Modelling to the Practice of Project Management. *IMA Journal of Management Mathematics*, 14(1), 3-30.
- Zhang, J., Tang, W. H., & Zhang, L. M. (2010). Efficient Probabilistic Back-Analysis of Slope Stability Model Parameters. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(1), 99-109.
- Zijun, C. (2012). *Probabilistic approaches for geotechnical site characterization and slope stability analysis*. Hong Kong: University of Hong Kong.

CERTIFICACIÓN DE REVISIÓN DE PROYECTO DE TITULACIÓN

Por medio de la presente, Yo Davide Besenzon Venegas, Coordinador del Programa de Maestría en Geotecnia de la Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), certifico que:

Con fecha 16 de febrero de 2024, los estudiantes Santiago Vicente Rengel Román y Freddy Santiago Vargas Pesantez con números de identificación 1104269244 y 1104257975, respectivamente, de la Cohorte 3, presentaron la propuesta de su tema de titulación al Comité Académico del programa. Posteriormente, con fecha 31 de mayo de 2024, el Comité revisó y aprobó la propuesta mediante la resolución FICT-CA-GEOTEC-011-2024, cumpliendo con los requisitos establecidos para la aprobación del tema.

A partir de dicha aprobación, los estudiantes mantuvieron reuniones periódicas con el tutor designado, Jaime Asdrúbal Bojorque Iñiguez, para la elaboración y desarrollo de su proyecto de titulación, siguiendo los lineamientos establecidos por el programa. Con fecha 12 de junio de 2024, los estudiantes presentaron y sustentaron su proyecto de titulación ante el tribunal evaluador asignado, cumpliendo con el proceso formal de evaluación académica.

Por lo tanto, en calidad de Coordinador del Programa de Maestría en Geotecnia, certifico que el trabajo de titulación denominado "**Análisis del factor de seguridad de un talud considerando la variabilidad de las propiedades de los materiales para su estabilización. Caso de estudio: "Kilómetro 5 de la Vía Cuenca- Estación Cumbe de la Provincia del Azuay"**", realizado por los estudiantes Santiago Vicente Rengel Román y Freddy Santiago Vargas Pesantez con números de identificación 1104269244 y 1104257975, respectivamente, ha sido revisado y evaluado conforme a los lineamientos y estándares establecidos por el programa.

Debido a circunstancias externas, no ha sido posible obtener las firmas de los involucrados (estudiante, tutor(es) y/o evaluadores). No obstante, en calidad de Coordinador del Programa, certifico que el proyecto cumple con los requisitos académicos y ha sido revisado para su presentación y archivo institucional.

Atentamente,



Firmado electrónicamente por:
DAVIDE BESENZON
VENEGAS

M. Sc. Davide Besenzon Venegas
Coordinador de la Maestría en Geotecnia