

**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

**Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

ANÁLISIS INVERSO DE UN TALUD CONSIDERANDO LA  
VARIABILIDAD DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES,  
MEDIANTE LA APLICACIÓN DE MÉTODOS DE EQUILIBRIO  
LÍMITE Y ELEMENTOS FINITOS, CASO DE ESTUDIO:  
“DESLIZAMIENTO QUEMANDEL, TRAMO III”

**PROYECTO INTEGRADOR**

Previo la obtención del Título de:

**MAGISTER EN GEOTECNIA**

Presentado por:

ING. DELIA NUBE OJEDA CALDERÓN

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año – 2020

## DEDICATORIA

A mi padre Carlos Arturo (+), por ser mi protector en la tierra y mi ángel en el cielo.

A mi madre Adela de Jesús, por ser un ejemplo de constancia e integridad.

A mis hermanos Carlos, Daniel, Ester, Sonia y Geovanna, por su apoyo, cariño y respeto.

A mis sobrinos Carlos Dominic, Adelita Sophie, y Arturo Daniel, por la alegría y la ilusión que le inyectan a mi vida.

A mis abuelitas, Delia (+) y Regina, por ser un ejemplo de mujeres fuertes y bondadosas.

A mis tíos Osvaldo y Juanita Calderón, por siempre estar, y brindarme su cariño sincero.

A Luzclara y Agustina, por ser mis compañeras de desvelos, tristezas y alegrías.

A los amigos y amigas que con una palabra de aliento o un silencio necesario, han sabido apoyarme y acompañarme durante esta travesía.

**Delia**

## **AGRADECIMIENTOS**

Mi agradecimiento sincero e imperecedero al Dr. Jaime Bojorque Iñiguez, por su valioso asesoramiento y acompañamiento durante la ejecución de este trabajo.

Al Ing. Francisco Grau Sacoto por la revisión y las recomendaciones dadas a este trabajo.

Al Ing. Luis Matute Díaz por sus consejos, y por el apoyo brindado durante el proceso académico que culmina.

Al Ing. Edgar Cárdenas por compartir su conocimiento de forma desinteresada.

**Delia**

## **DECLARACIÓN EXPRESA**

“Los derechos de titularidad y explotación, me corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Delia Nube Ojeda Calderón doy mi 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”

---

Delia Nube Ojeda Calderón

# **EVALUADORES**

.....  
**Ing. Francisco Grau Sacoto, Msc**

**TUTOR EVALUADOR**

.....  
**Ing. Jaime Bojorque Iñiguez, PhD**

**TUTOR ACADÉMICO**

## RESUMEN

Los factores que influyen en la estabilidad de un talud son diversos y dinámicos, por lo que el grado de incertidumbre, en la selección y determinación de los mismos debe ser considerado. Definir en qué grado y cuáles son las variables o condiciones que influyen en la estabilidad de un talud, es importante para establecer mejores soluciones de diseño o de remediación. En este caso, los análisis de sensibilidad y de tipo probabilístico, permiten apreciar el grado de influencia de estas variables, y determinar no solo un factor de seguridad, sino la probabilidad de falla del talud.

Por otro lado, la información que puede obtenerse a partir de la localización de la superficie de falla de un talud, del conocimiento de las variaciones en los niveles freáticos o presiones de poros, así como de los pesos específicos de los estratos, es muy importante, debido a que mediante técnicas como el análisis inverso es posible establecer cuáles fueron las condiciones al momento de la falla, y por tanto determinar, de forma práctica y confiable, los parámetros de resistencia movilizada del suelo.

Para el caso de estudio denominado como “Deslizamiento Quemandel, Tramo III”, a partir del análisis de la información proporcionada por (MTO, 2011), se obtuvieron las variables de entrada para la elaboración del modelo geotécnico respectivo.

Mediante la aplicación de la técnica del análisis inverso, por métodos de Equilibrio Límite (LEM) y Elementos Finitos (FEM), respectivamente, se obtuvieron los parámetros de resistencia cortante movilizada del talud, siendo estos muy similares entre sí. Se tiene que la cohesión es igual a 0 kPa para ambos métodos, y el ángulo de fricción es de  $9.84^\circ$  (LEM), y de  $10.03^\circ$  (FEM), valores que en la práctica son similares. Mientras que la probabilidad de falla del talud es del orden del 50%.

**Palabras Clave:** análisis inverso, talud, Montecarlo, sensibilidad, equilibrio límite, elementos finitos, back analysis

## **ABSTRACT**

*The factors that influence slope stability are diverse and dynamic, so the uncertainty degree in their selection and determination must be considered. Defining to what degree and what are the variables or conditions that influence the slope stability is important to establish better design or remediation solutions on a slope. In this case, the sensitivity and probabilistic analyzes allow us to appreciate the influence degree of these variables, and determine not only a safety factor, but also the probability of slope failure.*

*On the other hand, the information that can be obtained from the slope surface location, variations in the phreatic levels or pore pressures, as well as the strata specific weights, is very important, because through techniques such as back-analysis it is possible to establish what the conditions were at failure, and therefore determine, in a practical and reliable manner, the soil mobilized resistance parameters.*

*For the case study "Quemandel Landslide, Section III", from data provided by (MTOP, 2011), the input variables were obtained for the elaboration of the slope geotechnical model.*

*By applying the back-analysis technique, by Limit Equilibrium (LEM) and Finite Element (FEM) methods, respectively, the mobilized shear resistance parameters were obtained, being very similar to each other. Cohesion is equal to 0 kPa for both methods, and the friction angle is 9.84° (LEM), and 10.03° (FEM), values that are similar in practice. While the probability of slope failure is around 50%.*

**Keywords:** *back analysis, slope, Montecarlo, sensibility analysis, limit equilibrium, finite elements*

# ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	1
ABSTRACT .....	2
CAPÍTULO 1.....	12
1 INTRODUCCIÓN .....	12
1.1 Antecedentes .....	12
1.2 Descripción del problema .....	13
1.3 Justificación del problema .....	13
1.4 Objetivos .....	14
1.4.1 Objetivo General.....	14
1.4.2 Objetivos Específicos.....	14
1.5 Información relacionada al área de estudio.....	14
1.5.1 Ubicación geográfica .....	14
1.5.2 Geomorfología .....	15
1.5.3 Geología .....	15
1.5.4 Hidrogeología.....	18
1.5.5 Sismicidad .....	19
1.5.6 Estudios de Geofísica .....	22
1.5.7 Perforaciones y Ensayos de Penetración estándar (SPT).....	28
1.5.8 Interpretación de resultados .....	30
1.6 Fundamentación teórica .....	32
1.6.1 Métodos de cálculo .....	32
1.6.2 Criterio de rotura .....	40
1.6.3 Análisis inverso o back analysis.....	41
1.6.4 Análisis probabilísticos.....	47
1.6.5 Análisis de sensibilidad.....	53
1.7 Programas informáticos utilizados.....	54



CAPÍTULO 2.....	55
2 METODOLOGÍA.....	55
2.1 Recopilación y análisis de la información obtenida del caso de estudio indicado. 55	
2.2 Determinación de parámetros dinámicos y geo mecánicos de los materiales .56	
2.2.1 Determinación de módulos elásticos dinámicos .....56	
2.2.2 Determinación de parámetros geomecánicos.....58	
2.3 Elaboración de modelos geotécnicos, análisis inverso.....60	
2.3.1 Definición de las secciones para análisis.....60	
2.3.1 Selección de método de análisis.....61	
2.4 Delimitación de las condiciones de frontera para elaboración del modelo geotécnico para análisis en 2D. ....61	
2.5 Definición de los diferentes escenarios para la determinación de las combinaciones de cohesión y fricción mediante el análisis inverso. ....65	
2.6 Definición de las combinaciones de parámetros determinados como aleatorios, en el análisis inverso.....66	
2.7 Análisis de sensibilidad para identificar los parámetros que tienen la influencia más significativa en resultados de estabilidad. ....66	
2.8 Análisis de estabilidad para diferentes escenarios .....66	
CAPÍTULO 3.....	69
3 RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	69
3.1 Análisis de estabilidad de talud con parámetros obtenidos de correlación del número de número de golpes SPT .....70	
3.2 Análisis inverso para el caso de estudio “Deslizamiento Quemandel”, método determinístico.....71	
3.2.1 Escenario 1. Condición no drenada .....72	
3.2.2 Escenario 2. Condición drenada .....74	
3.2.3 Escenario 3. Variación de cohesión y ángulo de fricción .....74	

3.2.4	Escenario 4. Variación de cohesión y ángulo de fricción, condiciones pseudoestáticas, coeficiente sísmico 0.15 g .....	76
3.2.1	Escenario 4.1 Variación de cohesión y ángulo de fricción, condiciones pseudoestáticas, coeficiente sísmico 0.25 g .....	77
3.2.2	Resumen de combinaciones obtenidas .....	78
3.3	Parámetros de la resistencia cortante que deberían usarse .....	79
3.3.1	Resistencia cortante drenada y no drenada .....	79
3.3.2	Nivel freático y presiones de poro.....	80
3.3.3	Comparación de los valores obtenidos en el análisis inverso con los obtenidos en laboratorio, o con correlaciones empíricas de la literatura .....	80
3.4	Análisis inverso mediante el método de elementos finitos .....	82
3.5	Análisis de sensibilidad para el caso de estudio “Deslizamiento Quemandel” .	86
3.5.1	Ángulo de fricción .....	87
3.5.2	Cohesión.....	88
3.5.3	Peso específico.....	89
3.5.4	Coeficiente sísmico.....	90
3.5.5	Nivel freático .....	91
3.6	Análisis de estabilidad para diferentes escenarios .....	93
3.7	Comparación de resultados obtenidos mediante los métodos de equilibrio límite y elementos finitos .....	95
CAPÍTULO 4.....		96
4	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	96
4.1	Conclusiones.....	96
4.2	Recomendaciones.....	100
BIBLIOGRAFÍA.....		101
ANEXOS.....		105

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Aceleración Horizontal Estimada para el Deslizamiento Quemandel (MTOP, 2011) .....	19
Tabla 1.2 Relaciones entre aceleración e intensidad propuesta por Sauter 1978 (Basabe, P, 1998).....	20
Tabla 1.3 Registro de ubicación y longitud de los perfiles sísmicos (MTOP, 2011) .....	22
Tabla 1.4 Registro de ubicación de los Sondeos Eléctricos Verticales, Schlumberger(MTOP, 2011).....	23
Tabla 1.5 Capas Geofísicas Interpretadas (MTOP, 2011).....	24
Tabla 1.6 Registro de perforaciones (MTOP, 2011).....	28
Tabla 1.7 Registros de ensayos de permeabilidad tipo Lefranc (Fuente: MTOP, 2011) .....	29
Tabla 1.8 Resumen de unidades estratigráficas para modelamiento geotécnico (Fuente: Elaboración propia) .....	32
Tabla 1.9 Métodos de análisis de equilibrio límite (Fuente: Suarez, J., 1998).....	36
Tabla 1.10 Valores típicos del coeficiente de variabilidad y valores promedio de parámetros ( Extracto de la tabla publicada en (Hidalgo & Assis, 2011) y Shien, 2005, y de (Uzielli et al., 2006)).....	50
Tabla 1.11 Distribución de probabilidad para diferentes propiedades del suelo (Adaptada de Lacasse y Nadim 1996), ( Fuente:(Uzielli et al., 2006) .....	51
Tabla 2.1 Resumen de propiedades dinámicas obtenidas (Fuente: Elaboración propia) .....	58
Tabla 2.2 Resumen de parámetros geomecánicos (Fuente: Elaboración propia) .....	59
Tabla 2.3 Escenarios planteados para la determinación de las combinaciones de parámetros para el análisis inverso (Fuente: Elaboración propia).....	65
Tabla 2.4 Valores de variables aleatorias para modelación (Fuente: Elaboración propia) .....	66
Tabla 3.1 Resultados obtenidos del análisis inverso, para diferentes escenarios (Fuente: Elaboración propia). .....	71

Tabla 3.2 Variación del factor de seguridad en función de la cohesión y ángulo de fricción, nivel freático mínimo (Fuente: Elaboración propia). .....	76
Tabla 3.3 Combinaciones de parámetros de la resistencia cortante obtenidos mediante el análisis inverso (Fuente: Elaboración propia). .....	78
Tabla 3.4 Parámetros físico- mecánicos del material coluvial (Fuente: (Basabe, P, 1998)). .....	81
Tabla 3.5 Resultados de modelación de talud bajo diferentes números de malla v valores de parámetros .....	84
Tabla 3.6 Resumen de resultados de análisis de sensibilidad (Fuente: Elaboración propia) .....	87
Tabla 3.7 Rango de variación entre ángulo de fricción y factor de seguridad (Fuente: Elaboración propia). .....	88
Tabla 3.8 Rango de variación entre pesos específico y factor de seguridad (Fuente: Elaboración propia). .....	90
Tabla 3.9 Rango de variación entre coeficiente de aceleración sísmica y factor de seguridad (Fuente: Elaboración propia). .....	91
Tabla 3.10 Rango de variación entre alturas nivel freático y factor de seguridad (Fuente: Elaboración propia). .....	92
Tabla 3.11 Resultados de análisis de estabilidad para diferentes escenarios (Fuente: Elaboración propia). .....	93
Tabla 3.12 Resultados del análisis probabilístico mediante métodos de equilibrio límite (LEM) y elementos finitos (MEF) (Fuente: Elaboración propia). .....	95

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Ubicación geográfica del talud de estudio (Fuente: @2020Google) .....	15
Figura 1.2 Material de la formación Azogues. (Fuente: Autor) .....	17
Figura 1.3 En la parte superior, material coluvial. En la parte inferior, limolitas de la formación Azogues (Fuente: Autor).....	18
Figura 1.4 Presencia de vegetación en cauce natural de quebrada existente, flanco occidental del deslizamiento (Fuente: Autor).....	19
Figura 1.5 Intensidades máximas en escala MKS para el sur de Ecuador, 1541-1991(Egred, 1991, citado por (Basabe, P, 1998)) .....	21
Figura 1.6 Esquema de ubicación de ensayos geofísicos y perforaciones (MTOP, 2011) .....	22
Figura 1.7 Variación de la permeabilidad con la profundidad, línea de color gris representa datos de sondeo PQR-01, y línea color azul representa sondeo PQR-2.....	29
Figura 1.8 Variación de la permeabilidad con la profundidad, línea de color gris representa datos de sondeo PQR-01, y línea color azul representa sondeo PQR-2 (Fuente: MTOP, 2011).....	30
Figura 1.9 Perfil geológico A-A' (MTOP, 2011) .....	31
Figura 1.10 Método de cálculo de análisis de talud (Fuente: Suarez, 1998). .....	33
Figura 1.11 Esquema general de un sistema de dovelas ( Fuente: Duncan y Wright, 2005, citado por (Suarez, J., 1998). .....	36
Figura 1.12 Representación gráfica de la ecuación de Coulomb (Fuente: Suarez, J., 1998) .....	41
Figura 2.1 Esquema de perfil A-A', deslizamiento Quemandel (adaptado de (MTOP, 2011) .....	60
Figura 2.2 Esquema de la sección geotécnica de análisis generada en el programa Slide. ....	63
Figura 2.3 Esquema de la sección geotécnica de análisis generada en el programa Phase2. ....	64

Figura 3.1 Resultados del análisis de estabilidad del talud, en condiciones estáticas, nivel freático mínimo (actual). Factor de seguridad igual a 3.497 (Fuente: Elaboración propia). .....	70
Figura 3.2 Resultados del análisis de estabilidad del talud, en condiciones pseudoestáticas, nivel freático mínimo (actual). Factor de seguridad igual a 1.16 (Fuente: Elaboración propia). ....	70
Figura 3.3 Comparación de superficies de falla Escenario No. 1. Condición no drenada (Fuente: Elaboración propia). ....	73
Figura 3.4 Comparación de superficies de falla Escenario No. 2. Condición drenada (Fuente: Elaboración propia) .....	74
Figura 3.5 Comparación de superficies de falla Escenario No. 3. Variación de cohesión y ángulo de fricción (Fuente: Elaboración propia) .....	75
Figura 3.6 Comparación de superficies de falla Escenario No.4 Condiciones pseudoestáticas, coeficiente sísmico de 0.15g. (Fuente: Elaboración propia) .....	77
Figura 3.7 Comparación de superficies de falla Escenario No. 4.1 Condiciones pseudoestáticas, coeficiente sísmico de 0.25g. (Fuente: Elaboración propia). ....	78
Figura 3.8 Relaciones entre límite líquido, tamaño de la fracción de arcilla y esfuerzo efectivo normal con el ángulo de fricción residual secante (Fuente: (Stark et al., 2005)). .....	82
Figura 3.9 Resultados del análisis del análisis de estabilidad por el método de elementos finitos, No. elementos 5000.Cohesión= 0 kPa, Phi= 9.84° SRF =1 (Fuente: elaboración propia) .....	83
Figura 3.10 Factor de reducción de resistencia versus desplazamiento total máximo, SRF=0.98, Cohesión = 0kPa, Phi= 9.84°, desplazamiento máximo =1.748m (Fuente: Elaboración propia) .....	84
Figura 3.11 Resultados del análisis del análisis de estabilidad por el método de elementos finitos, No. elementos 5000.Cohesión= 0 kPa, Phi= 10.03° SRF =1 (Fuente: elaboración propia).....	85

Figura 3.12 Factor de reducción de resistencia versus desplazamiento total máximo, SRF=1, Cohesión = 0kPa, Phi= 10.03°, desplazamiento máximo =1.714m (Fuente: Elaboración propia) .....	86
Figura 3.13 Resultados de análisis de sensibilidad (Fuente: Elaboración propia).....	87
Figura 3.14 Resultados análisis de sensibilidad, Factor de seguridad versus Ángulo de fricción (Fuente: Elaboración propia).....	88
Figura 3.15 Resultados análisis de sensibilidad, Factor de seguridad versus Cohesión (Fuente: Elaboración propia) .....	89
Figura 3.16 Resultados análisis de sensibilidad, Factor de seguridad versus peso específico (Fuente: Elaboración propia) .....	90
Figura 3.17 Resultados análisis de sensibilidad, Factor de seguridad versus coeficiente de aceleración sísmica (Fuente: Elaboración propia).....	91
Figura 3.18 Resultados análisis de sensibilidad, Factor de seguridad versus nivel freático (Fuente: Elaboración propia) .....	92
Figura 3.19 Convergencia de la probabilidad de falla, C=0 kPa, Phi= 9.84°, Número de iteraciones= 10000 (Fuente: Elaboración propia).....	94
Figura 3.21 Función de densidad de probabilidad del factor de seguridad, tipo de distribución normal, C=0kPa, Phi=9.84° (Fuente: Elaboración propia).....	94

## **INDICE DE ANEXOS**

ANEXO 1. Gráficas de resultados del análisis inverso por métodos de Equilibrio Límite

ANEXO 2. Gráficas de resultados del análisis inverso por método de elementos finitos

ANEXO 3. Gráfica de resultados del análisis de estabilidad, simulación de Montecarlo

ANEXO 4. Archivos digitales de modelación en Slide Model y Phase2



# CAPÍTULO 1

## 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Antecedentes

El estudio de las causas que generan un deslizamiento presenta una serie de incertidumbres, relacionadas principalmente a la variabilidad espacial de la composición de los materiales, la geometría de la superficie de falla, las presiones de poros actuantes, así como los criterios de diseño asumidos. Dichas incertidumbres deben ser analizadas a fin de permitir una mejor toma de decisiones tanto técnica como económicamente.

El análisis inverso de un deslizamiento es una técnica que permite determinar con mayor fiabilidad algunos de los parámetros relacionados con el análisis de estabilidad. Se lo considera como un ensayo a gran escala que permite determinar con mayor confiabilidad que en laboratorio, los parámetros de resistencia al corte o presiones de poros, al momento de la falla. Esto facilita una mejor comprensión del talud y por tanto permite establecer medidas de estabilización más adecuadas.

En esta investigación, se realiza la aplicación del método de análisis inverso de un talud, considerando la variabilidad de las propiedades de los materiales, mediante la aplicación de métodos de equilibrio límite y de elementos finitos. Se ha planteado el caso de estudio correspondiente al “Deslizamiento Quemandel, tramo III, Cuenca – Azogues”.

Este deslizamiento fue considerado como parte de los *“Estudios Definitivos de la Carretera Cuenca-Azogues-Biblián: Rehabilitación del Tramo Cuenca (Salado)-Guangarcucho-Actual Paso de Azogues- y Tramo Azogues-Biblián, Ampliación del Tramo: Guangarcucho-Azogues (Incluye Puentes); Estudios Definitivos de Ingeniería de la Nueva Vía de Cuatro Carriles entre Azogues y Biblián. Estudio de Taludes Inestables y Sitios Críticos, Provincias de Azuay y Cañar”*, realizado en el año 2011 por la Asociación CAMINOSCA S. A. - PROMANVIAL, mediante contrato con el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) (MTO, 2011).

La información base para el análisis y desarrollo de este trabajo se encuentra en el informe en mención.

## **1.2 Descripción del problema**

El caso de estudio denominado “Deslizamiento Quemandel, tramo III, Cuenca – Azogues”, se encuentra ubicado en la vía Cuenca – Azogues, en la abscisa 2+240. Se lo define como un deslizamiento activo, cuyos movimientos comenzaron a registrarse a partir del año 1994, observándose la presencia de fisuras, grietas, e incluso destrucción de obras existentes. La velocidad del desplazamiento llegó a ser de 11 cm en un mes (Almeida, 1996; Almeida y otros, 1996; Basabe, 1998; citado por (MTO, 2011)).

El estudio realizado por (Basabe, P, 1998) lo señala como de peligrosidad alta, no apto para zonas de uso habitacional. Las causas del movimiento se consideran de tipo antrópico, debido a las descargas de aguas servidas, así como a la escorrentía. Se descarta la presencia de fallas debido a que las formaciones presentes (Fm. Loyola y Fm. Azogues) tienen un contacto concordante; sin embargo, los materiales litológicos presentan comportamiento fisible y baja permeabilidad (MTO, 2011). En el año 2001, el MTO realizó obras de subdrenaje y drenaje para el control de este deslizamiento, sin mucho éxito.

En los estudios de la carretera Cuenca – Azogues - Biblián (MTO, 2011), se realizaron estudios de campo, los cuales serán empleados para la aplicación de los conceptos correspondientes al análisis inverso, debido que se cuenta con la ubicación de la superficie de falla, nivel freático, así como resultados de ensayos geofísicos y perforaciones.

Una vez obtenidos los parámetros geotécnicos por la técnica del análisis inverso, se establecerán varios escenarios en los cuales los parámetros geotécnicos varían a fin de determinar las probabilidades de falla del talud. Se emplearán métodos de equilibrio límite y de elementos finitos a fin de analizar los alcances y limitaciones de los mismos.

## **1.3 Justificación del problema**

Es importante establecer mecanismos que permitan conocer los grados de incertidumbre que conlleva aplicar las diferentes técnicas y métodos de análisis de un talud. Esto permite desarrollar un juicio ingenieril que permitirá garantizar una mejor toma de decisiones al momento del diseño.

Mediante esta investigación se pretende conocer los alcances y limitaciones en la determinación de parámetros mediante ensayos in situ o en laboratorio, con respecto a los que se pueden obtener mediante la técnica del análisis inverso o posteriori.

El análisis de la incidencia de la variabilidad de los parámetros en la estabilidad del talud, bajo diferentes escenarios, permite establecer criterios más amplios para la toma de decisiones en cuanto a establecer mecanismos de estabilización.

En este proyecto de investigación, se analizará la aplicación de los métodos tradicionales de equilibrio límite (LEM), y los métodos de elementos finitos (FEM) para realizar el análisis inverso del deslizamiento denominado “Deslizamiento Quemandel, Tramo III”, ubicado en la vía Cuenca-Biblián- Zhud, y determinar la probabilidad de falla del talud, considerando la variabilidad de los parámetros

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo General**

Analizar la variabilidad e influencia en la estabilidad del talud de los parámetros geomecánicos de los materiales, en condiciones de carga estática y sísmica, con el fin de determinar la probabilidad de ocurrencia de un deslizamiento: caso de estudio “Deslizamiento Quemandel, Tramo III”.

### **1.4.2 Objetivos Específicos**

- ✓ Determinar los rangos de variabilidad de parámetros geotécnicos y cargas, bajo diferentes escenarios, mediante la aplicación de métodos probabilísticos y de sensibilidad.
- ✓ Determinar las condiciones de estabilidad del talud, bajo diferentes escenarios, mediante la aplicación de métodos de equilibrio límite y elementos finitos.
- ✓ Analizar las ventajas y desventajas de la aplicación de los métodos de análisis inverso para la evaluación de estabilidad de taludes.

## **1.5 Información relacionada al área de estudio**

### **1.5.1 Ubicación geográfica**

El sitio de estudio se encuentra ubicado al sur del Ecuador, en la margen derecha del río Burgay, flanco noreste (NE) de la loma Shihisquín; a 1 km al noroeste (NO) de Azogues, en la abscisa 2+240 de la vía Cuenca - Azogues, paso lateral Biblián-Cuenca-Azogues.

El área de influencia está enmarcada en las coordenadas: 737939E, 9´697429N; 737840E, 9´697493N; 738195E, 9´698046N; 738257E, 9´697968N.

El acceso se realiza por la carretera Panamericana, desde la ciudad de Quito o por la alternativa disponible desde la costa recorriendo Cochancay – Zhud - Azogues. En la Figura 1.1, se presenta la ubicación geográfica del talud de estudio.



**Figura 1.1 Ubicación geográfica del talud de estudio (Fuente: @2020Google)**

### **1.5.2 Geomorfología**

El área de análisis presenta una superficie ondulada, debido principalmente a las condiciones dinámicas que se desarrollan en sus estratos (remoción y acumulación). La pendiente está entre 5 a 13°. El área de influencia es de 10 hectáreas, distribuidas a lo largo de 660 metros aproximadamente (MTOP, 2011).

### **1.5.3 Geología**

De acuerdo a la revisión del estudio realizado por la consultora Caminosca (MTOP, 2011), así como a lo indicado en el estudio realizado por (Basabe, P, 1998), los principales afloramientos corresponden a la Formación Azogues (Mz), Formación Loyola (ML), depósitos coluviales (Qc) y aluviales (Qa).

#### **1.5.3.1 Formación Loyola (MI), Mioceno Medio (Steinmann et al., 1996)**

Se trata de una formación de origen sedimentario, constituida por clastos granulares finos, presenta alternancia de lutitas y limonitas, así como lentes de areniscas. Los

principales afloramientos se encuentran en la carretera Cuenca - Azogues (Basabe, P, 1998).

En la zona se encuentran afloramientos meteorizados constituidos por lutitas laminadas de color blanco y habano, así como café oscuro. Se observa la presencia de pátinas amarillentas en algunas superficies de estratificación y planos de diaclasa, que provocan la existencia de suelos residuales (MTO, 2011). Los suelos residuales en condiciones de saturación pueden presentar condiciones inestables, que van de moderadas a altas, debido a la afectación de sus propiedades físico-mecánicas.

Presenta una permeabilidad baja, debido a los efectos de la fracturación, la transmisibilidad es nula, lo que implica grandes presiones de poros bajo condiciones no drenadas (Basabe, P, 1998).

(Basabe, P, 1998) indica que *“los sedimentos Loyola fino granulares fragmentados, propician en condiciones no drenadas, deslizamientos rotacionales profundos en bajas a medias pendientes, implicando incluso los sedimentos competentes de Azogues. En superficie predomina: la desecación, fragmentación y erosión laminar”*.

#### **1.5.3.2 Formación Azogues (Mz) (Mioceno, medio tardío)**

Esta formación presenta un contacto concordante con la formación Loyola. Según (MTO, 2011), se observan afloramientos por encima del escarpe principal del deslizamiento, además de que sobre esta formación se encuentra en casi todo el deslizamiento. Presenta una permeabilidad media a alta, debido a los efectos de la fracturación.

Según (Basabe, P, 1998), se trata de una secuencia sedimentarias de tipo clástico. Está constituida principalmente por areniscas (masivas y gruesas), y limolitas tobáceas de color habano. En el flanco oeste del deslizamiento, se observan suelos residuales, con espesores mayores a los tres metros (coluvión); sin embargo, en algunas zonas, como consecuencia de los procesos erosivos debidos al agua estos espesores son menores.

De acuerdo a (Basabe, P, 1998), *“ (...) los deslizamientos involucran principalmente a la facie fina incompetente de los sedimentos Azogues así como a sedimentos finos de la Fm. Loyola en condiciones saturadas (cond. geológico-geotécnicas).”* En la Figura 1.2 se observa un estrato conformado por limolitas de color habano, con un comportamiento altamente fisible.



**Figura 1.2 Material de la formación Azogues. (Fuente: Autor)**

#### **1.5.3.3 Depósitos Coluviales**

De acuerdo a lo indicado por (MTO, 2011), se trata de un estrato muy heterogéneo debido a la naturaleza misma de su génesis, que principalmente es causada por los efectos de depositación de varios materiales (suelos orgánicos, gravas limosas y arcillosas de colores habanos, grises, areniscas meteorizadas, etc), producto del mismo deslizamiento. Presenta una matriz cohesiva, de consistencia media a firme, con presencia dispersa de cantos rodados y alto contenido de humedad, el espesor de esta capa puede ser mayor a los 20 metros. Presenta una permeabilidad baja; sin embargo, como efecto de los movimientos de la masa de material, puede desarrollar una permeabilidad secundaria muy variable (MTO, 2011). En la Figura 1.3, se observa en la parte superior del talud, material de tipo coluvial, medianamente erosionado, que se encuentra depositado sobre un afloramiento de limolitas de la formación Azogues.



**Figura 1.3 En la parte superior, material coluvial. En la parte inferior, limolitas de la formación Azogues (Fuente: Autor)**

#### **1.5.3.4 Depósito Aluvial (Qc)**

La terraza aluvial del río Burgay, de acuerdo a lo indicado por el MTOP (2011), al encontrarse prácticamente en el pie del talud, no tiene influencia en la estabilidad del mismo; sin embargo, está sometida a cierto desplazamiento debido al movimiento del depósito coluvial sobre esta terraza, por lo que varias viviendas han sido afectadas. Este depósito está conformado por clastos gruesos principalmente bloques, cantos rodados, guijarros y gravas redondeadas, en una matriz arenosa.

#### **1.5.4 Hidrogeología**

De acuerdo a al informe técnico (MTOP, 2011), se presentan valores de resistividad inferiores a los 10 ohm-m, que permiten inferir zonas de saturación hasta los 60 m de profundidad. Debido a la matriz de tipo limo arcillosa que conforma los depósitos coluviales, las permeabilidades registradas son bajas.

En la parte superior del deslizamiento se tiene un drenaje natural que permite conducir las aguas de escorrentía hacia una quebrada, que se encuentra ubicada en la mayor parte de su longitud en el lado occidental del deslizamiento, para su evacuación respectiva; sin embargo, debido a la presencia de vegetación en algunos tramos de la misma se detectan estancamientos e infiltraciones de agua (Figura 1.4).



**Figura 1.4 Presencia de vegetación en cauce natural de quebrada existente, flanco occidental del deslizamiento (Fuente: Autor)**

Debido a las condiciones de esfuerzos a las que se hallan sometidos los materiales, se presenta un fracturamiento (lutitas) y en otros materiales cierta porosidad, lo que implica el desarrollo de una permeabilidad secundaria, y almacenamiento de agua, por lo que a pesar de ser de naturaleza arcillosa se presentan húmedos y saturados e incluso existen pequeñas vertientes en el tercio superior de la masa deslizada, 25 metros aguas arriba del camino que corta al deslizamiento ((Basabe, P, 1998).

### **1.5.5 Sismicidad**

En el informe (MTO, 2011) se presenta la Tabla 1.1 en la cual se indican los valores de aceleración horizontal estimados en el sitio del deslizamiento Quemandel. Estos valores varían entre 0.24 a 0.34 g, lo que determina que es una zona de intensidad sísmica alta.

**Tabla 1.1 Aceleración Horizontal Estimada para el Deslizamiento Quemandel (MTO, 2011)**

<b>Fuente Sismogénica</b>	<b>EC-80 Tarqui</b>	<b>EC-79 Gualaceo</b>	<b>EC-81 Girón</b>	<b>EC-78 Paute</b>	<b>Subducción</b>	
Magnitud probable	6.6	6.9	7.0	6.9	7.7	
Distancia Epicentral (km)	25.0	15.0	42.0	26.0	10.0	
Profundidad Focal (km)	10.0	10.0	10.0	10.0	90.0	
Tipo de suelo	blando	blando	blando	blando	blando	
	Bufaliza	3.59	4.84	4.04	4.39	4.40



Fuente Sismogénica		EC-80 Tarqui	EC-79 Gualaceo	EC-81 Girón	EC-78 Paute	Subducción
Aceleración horizontal (m/s <sup>2</sup> )	Esteva	2.03	3.12	1.98	2.53	1.55
	Goldsack	2.05	3.12	1.98	2.56	1.46
	Katayama	1.19	1.89	1.25	1.55	1.17
	Grases	2.15	2.72	2.21	2.45	2.24
	Aguiar	3.99	6.34	4.36	5.28	4.31
	Saragoni	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55
Aceleración horizontal promedio	m/s <sup>2</sup>	2.37	3.37	2.48	2.90	2.38
	g	0.24	0.34	0.25	0.30	0.24
Coeficiente sísmico horizontal		0.05	0.08	0.06	0.07	0.09

De acuerdo a la revisión realizada en la sección “10.2. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z”, del Código NEC - SE - DS “Peligro sísmico, Diseño Resistente” de la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC, 2015), el factor Z para la ciudad de Azogues se encuentra en 0.25 g.

Esta información guarda relación con lo detallado en el Capítulo D. Sismología (Red Sísmica del Austro) del informe (Basabe, P, 1998), en el cual se observa que la provincia de Cañar se encuentra en una zona de intensidad sísmica, perteneciente a la categoría VIII en la escala de Mercalli modificada (MKS) (Figura 1.5). De acuerdo a Sauter (1978), citado por (Basabe, P, 1998), se tiene que a mayores valores de intensidad le corresponden valores mayores de aceleración, lo que se cumple a una determinada distancia de la falla, esto se resume en la Tabla 1.2.

**Tabla 1.2 Relaciones entre aceleración e intensidad propuesta por Sauter 1978 (Basabe, P, 1998).**

Intensidad máxima, Escala Mercalli Modificada	Aceleración máxima (%g)
V	< 5
VI	5 - 10
VII	10 - 20
VIII	20 - 35
IX	35 - 50
	> 50

**Intensidades Sísmicas Escala 1-12 (MKS)**

- I No sentido, excepto por algunas personas bajo circunstancias especialmente favorables.
- II Sentido sólo por muy pocas personas en posición de descanso, especialmente en los pisos altos de los edificios. Objetos suspendidos pueden oscilar.
- III Sentido muy sensiblemente en interiores, especialmente en los pisos altos, pero en pocos edificios. Objetos colgantes oscilan ligeramente. Vibraciones como el paso de un camión. Duración apreciable.
- IV Durante el día sentido en interiores por muchos, al aire libre por algunos. Por la noche algunas se despiertan. Platos, ventanas, puertas agitadas; las paredes comienzan a vibrar. Sentido casi por todos los edificios. Duración apreciable.
- V Sentido por casi todos, muchos se despiertan. Algunos platos, ventanas y sintonizadores rotos; grietas en el revestimiento en algunos sitios. Objetos inestables volcados. Algunas veces se aprecia balanceo de árboles, postes y otros objetos altos. Los péndulos de los relojes pueden pararse.
- VI Sentido por todos, muchos se asustan y salen al exterior. Algunos muebles pesados caen, se voltean, algunos casos de caída de revestimiento y chimeneas dañadas. Daño leve.
- VII Todo el mundo corre al exterior. Daño insignificante en edificios de buen diseño y construcción; leve a moderado en estructuras corrientes; considerable en estructuras pobremente construidas o mal diseñadas; se rompen algunas chimeneas.
- VIII Algunos edificios muy antiguos, considerables en edificios modernos, estructuras de construcción pobre. Paredes separadas de la estructura. Caída de chimeneas, rimeros de fábrica, columnas, monumentos y paredes. Muebles pesados volcados. Ejección de arena y barro en pequeñas cantidades. Muebles pesados volcados. Ejección de arena y barro en pequeñas cantidades. Cambios en pozos de agua. Conductores de automóviles entorpecidos.
- IX Considerables daños en edificios pequeños, especialmente estructuras con empalmes en las juntas. Muchos edificios se vuelven inutilizables, en edificios sólidos con colapso parcial. Los edificios se separan de los cimientos. Grietas visibles en el suelo. Tuberas subterráneas rotas.
- X Algunos edificios de madera bien construidos destruidos; la mayoría de las obras de estructura de ladrillo, destruidas en los cimientos; suelo muy agrietado. Carriles torcidos. Cambios de tierra considerable en las orillas de los ríos y en las laderas de las montañas. Inclinamiento de arena y barro. Agua salpicada y caída de arena sobre las orillas.
- XI Pocas o ninguna obra de albañilería quedan en pie. Puentes destruidos. Anchas grietas en el suelo. Tuberas subterráneas completamente fuera de servicio. La tierra se hunde y el suelo se desliza en terrenos blandos. Carriles muy retorcidos.
- XII Destrucción total. Se ven oncas en la superficie del suelo. Líneas de mina y de riel deformadas. Objetos lanzados al aire.

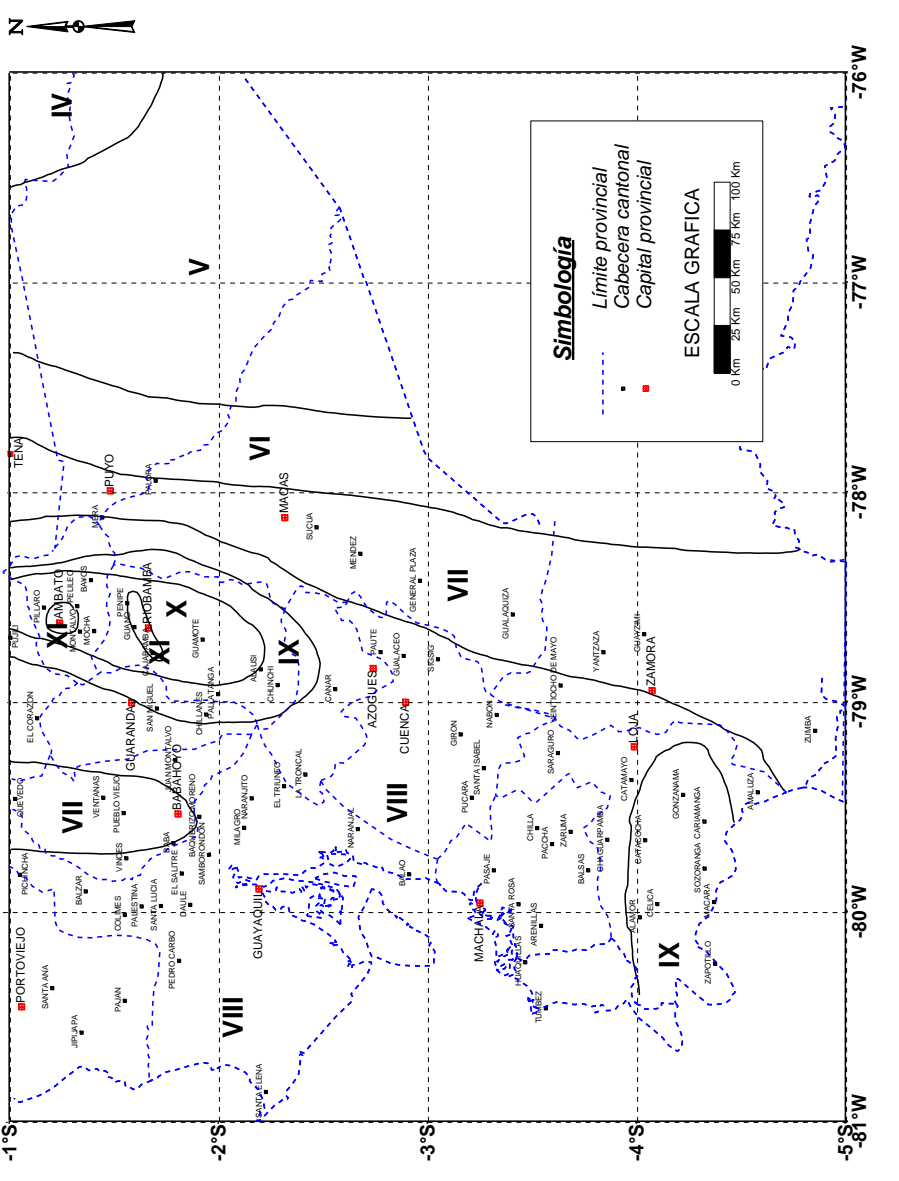


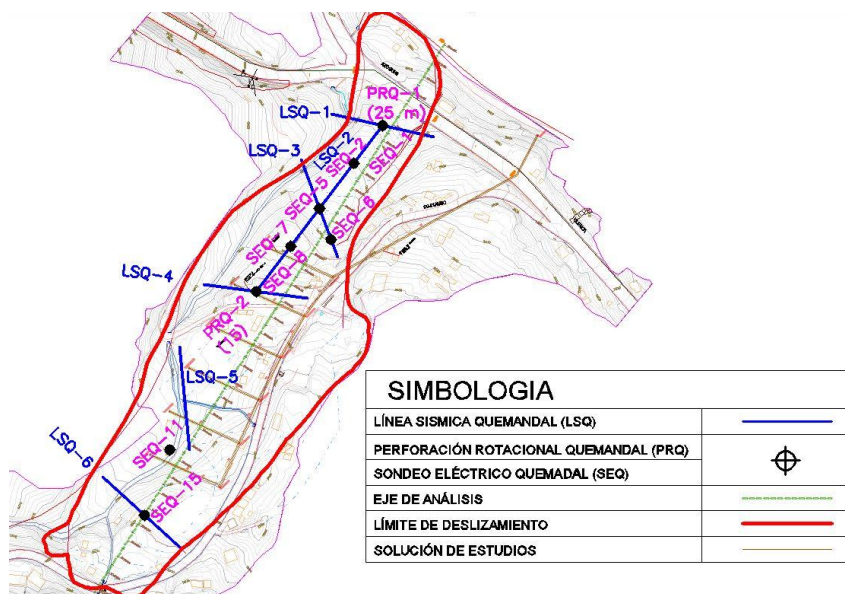
Figura 1.5 Intensidades máximas en escala MKS para el sur de Ecuador, 1541-1991(Egred, 1991, citado por (Basabe, P, 1998))

## 1.5.6 Estudios de Geofísica

### 1.5.6.1 Tendidos de refracción sísmica (TRS) y Sondeos Eléctricos verticales

De acuerdo a lo detallado en el Informe (MTO, 2011), se ejecutaron un total de siete líneas geofísicas y diecisiete sondeos eléctricos verticales, distribuidos a lo largo de la zona de estudio. La información obtenida fue correlacionada para establecer las diferentes capas de estratos.

En el caso de los tendidos de refracción sísmica se cubrió una longitud de 880 metros, distribuidos de la siguiente manera: cuatro en la parte baja de la zona investigada, LSQ-01, LSQ-02, LSQ-03, LSQ-04 y LSQ-05 y tres en la parte superior, LSQ-05, LSQ-06 y LSQ-07. En la Figura 1.6 se muestra de forma esquemática lo antes indicado. En la Tabla 1.3 se presenta la información correspondiente al número, nombre, coordenadas iniciales y finales, así como la longitud de cada tendido. Se debe indicar, que la longitud de cada tendido fue de 110 m, a excepción de la línea LSQ-02 que fue de 220 m.



**Figura 1.6 Esquema de ubicación de ensayos geofísicos y perforaciones (MTO, 2011)**

**Tabla 1.3 Registro de ubicación y longitud de los perfiles sísmicos (MTO, 2011)**

Nº.	Nombre del Perfil	Coordenadas Iniciales N	Coordenadas Finales N	Coordenadas Iniciales E	Coordenadas Finales E	Longitud Total (m)
1	LSQ-01	9697938.370	9697914.986	738142.910	738250.396	110
2	LSQ-02	9697926.678	9697751.661	738196.653	738063.353	220

Nº.	Nombre del Perfil	Coordenadas Iniciales N	Coordenadas Finales N	Coordenadas Iniciales E	Coordenadas Finales E	Longitud Total (m)
3	LSQ-03	9697890.654	9697787.685	738110.656	738149.351	110
4	LSQ-04	9697758.923	9697744.601	738008.051	738117.115	110
5	LSQ-05	9607396.082	9697584.849	737982.158	737992.716	110
6	LSQ-06	9697556.401	9697481.897	737901.255	737982.099	110
7	LSQ-07	9697584.760	9697518.909	737972.025	737883.914	110
Longitud total TRS						880

En lo correspondiente a los sondeos eléctricos verticales (SEV), se cubrió una longitud de 5100 m, que fueron distribuidos de la siguiente manera: ocho en la parte inferior y nueve en la parte superior de la ladera (Figura 1.6). La longitud de abertura considerada fue de 300 m, a excepción del SEQ-14, cuya longitud fue de 204.02 m. En la Tabla 1.4 se presenta la información correspondiente al número, código, nombre, coordenadas iniciales y finales, así como la longitud de tendido de cada SEV.

**Tabla 1.4 Registro de ubicación de los Sondeos Eléctricos Verticales, Schlumberger(MTOP, 2011)**

Nº	Código	Longitud Ab (m)	Coordenadas Norte	Coordenadas Este	Cota	Sitio
1	SEQ-01	300.00	9697926.678	738196.653	2523.25	Cruce de LSQ-01 y LSQ-02
2	SEQ-02	300.00	9697886.901	738166.358	2530.17	0+050 de LSQ-02
3	SEQ-03	300.00	9697890.654	738110.656	2527.72	0+000 de LSQ-03
4	SEQ-04	300.00	9697862.572	738121.209	2532.58	0+030 de LSQ-03
5	SEQ-05	300.00	9697839.169	738130.005	2532.13	Cruce de LSQ-02 y LSQ-03
6	SEQ-06	300.00	9697806.494	738143.350	2536.14	0+090 de LSQ-03
7	SEQ-07	300.00	9697799.393	738099.707	2540.88	0+160 de LSQ-02
8	SEQ-08	300.00	9697751.661	738063.353	2547.10	0+220 de LSQ-02
9	SEQ-09	300.00	9697693.082	737982.158	2545.77	0+000 de LSQ-05
10	SEQ-10	300.00	9697643.885	737986.957	2547.28	0+050 de LSQ-05
11	SEQ-11	300.00	9697584.760	737972.025	2549.72	0+000 de LSQ-07
12	SEQ-12	300.00	9697566.800	737947.995	2552.29	0+030 de LSQ-07
13	SEQ-13	300.00	9697556.401	737901.255	2556.11	0+000 de LSQ-06
14	SEQ-14	204.20	9697542.855	737915.954	2555.65	0+020 de LSQ-06
15	SEQ-15	300.00	9697515.762	737945.352	2563.31	0+070 de LSQ-06
16	SEQ-16	300.00	9697488.670	737974.749	2562.49	0+100 de LSQ-06
17	SEQ-17	300.00	9697518.909	737883.914	2558.49	0+110 de LSQ-07

La información de campo obtenida, fue procesada de acuerdo a la naturaleza de cada método geofísico utilizado. Un resumen de la interpretación de rangos de valores obtenidos se muestra en la Tabla 1.5, se infiere la presencia de cuatro fronteras sísmico-eléctricas. Estos valores son correlacionados más adelante con los datos de las perforaciones realizadas in situ.

**Tabla 1.5 Capas Geofísicas Interpretadas (MTOP, 2011)**

Capa	Velocidad Mínima (m/s)	Sísmica Máxima (m/s)	Resistividad Mínima ( $\Omega$ -m)	Eléctrica Máxima ( $\Omega$ -m)	Espesor (m)
Superficial	200	310	4	44	0.00 < E < 10.40
Segunda	410	670	2	7	0.00 < E < 13.00
Tercera	1200	1800	1	7	8.20 < E < 40.80
Cuarta	2100	2800	1	Tiende a infinito	Desconocido

El detalle de cada interpretación, presentado en (MTOP, 2011), se muestra a continuación:

#### 1.5.6.1.1 Capa superficial

Velocidad Sísmica: 200 a 310 m/s. Resistividad Eléctrica: 4 a 44  $\Omega$ -m.

Para esta capa se ha determinado un espesor de 0.00 a 10.40 m.

En LSQ-01 esta capa prácticamente se presenta a partir de 0+025 hasta 0+095 con la forma de un lente, cuyo mayor espesor se lo ha calculado en 0+050 con 4.60 m. Desaparece hasta 0+105 y a 0+110 llega con 3.00 m.

En LSQ-02 esta capa se presenta a lo largo de toda la longitud estudiada, con forma ondulada, en 0+000 su potencia es 4.50 m; en 0+050 llega a 2.00 m; en 0+075 es de 4.20 m; en 0+110 alcanza 1.20 m; en 0+160 llega a 4.00 m en 0+180 es de 1.50 m y en 0+210 alcanza 6.80 m; a 0+220 llega con 4.80 m.

En LSQ-03 se presenta a partir de 0+015 con una forma ondulada; su potencia en 0+030 llega a 5.10 m; en 0+065 es de 0.40 m y en 0+110 su potencia es de 5.60 m.

En LSQ-04 este estrato presenta los menores espesores en la parte inicial; en 0+000 tiene 1.70 m que van disminuyendo y en 0+010 llega a 0.50 m. A partir de 0+010 su forma ondulada nos presenta una potencia de 9.10 m en 0+035; en 0+055 el espesor es de 4.70 m; en 0+080 llega a 10.40 m y en 0+110 se reduce a 3,00 m.

En LSQ-05 se mantiene la forma ondulada pero menos pronunciada que en los casos anteriores; en esta línea geofísica se presentan los mayores espesores al inicio, en 0+000 su potencia es de 4.50 m, en 0+010 es de 5.10 m y luego disminuye y en 0+035 su potencia es de 1.80 m; en 0+070 su valor es de 3.20 m y en 0+110 m su potencia es de 1.80 m.

En LSQ-06 se mantiene la forma ondulada característica de este sitio; al inicio los espesores desde 0+000 hasta 0+015 son inferiores a 1.00 m; a partir de esta abscisa se produce un incremento y en 0+050 es de 3.50 m; se mantiene con una potencia regular hasta que en 0+100 llega a un valor de 0.70 m y en 0+110 es de 2.60 m.

En LSQ-07 igualmente se mantiene la forma característica, de un estrato ondulado, pero el espesor es menor que hacia las partes inferiores. En esta línea geofísica, se tiene que en 0+000 la potencia es de 1.30 m; en 0+015 es de 0.90 m; en 0+045 la potencia es de 2,80 m; en 0+090 llega a 0.50 m que se mantiene hasta 0+110.

En cuanto se refiere a la interpretación geoeléctrica se observa que los valores de resistividad eléctrica verdadera, que caracterizan a este estrato van desde 4 a 44  $\Omega$ -m; los valores inferiores a 10  $\Omega$ -m bien pueden identificar la presencia de zonas húmedas o agua subterránea, mientras que los mayores, para este tipo de material, son altos para reconocerlas.

#### 1.5.6.1.2 Capa segunda

Velocidad Sísmica: 410 a 670 m/s. Resistividad Eléctrica: 2 a 7  $\Omega$ -m.

El espesor de este estrato varía entre 0.00 y 13.00 m.

En LSQ-01 esta capa aflora directamente a la superficie desde 0+005 hasta 0+025 y desde 0+095 hasta 0+105. Al igual que el estrato superior esta capa tiene una forma ondulada, los menores espesores se presentan al inicio, en 0+000 es de 2.30 m y en 0+020 desaparece; a partir de esta abscisa tenemos que en 0+040 el espesor es de 6.20 m; en 0+065 llega a 2.20 m y en 0+105 su potencia es de 4.00 m y en 0+110 es de 3.00 m.

En LSQ-02 se mantiene la forma ondulada, pero se puede apreciar que los espesores se incrementan; en 0+000 la potencia es de 3.10 m; en 0+050 llega a 9.30 m; en 0+075 su espesor es de 6.00 m; en 0+100 llega a 8,60 m; en 0+165 es de 4.70 m; en 0+205 es de 9.20 m y en 0+220 es de 8.70 m.

En LSQ-03 esta capa aflora directamente a la superficie desde 0+005 hasta 0+015; desde 0+000 hasta 0+010 su potencia es inferior a 1.00 m. A partir de 0+015 donde su potencia es de 3.30 m, se mantiene la forma ondulada, en 0+075 su espesor es de 9.00 m y en 0+100 es de 7.80 m y en 0+110 llega a 8.80 m.

En LSQ-04 se mantiene igualmente la forma ondulada característica de la zona, en 0+000 su potencia es de 11.90 m; en 0+025 es de 5.80 m; en 0+060 llega a 10.00 m; en 0+080 su potencia es de 6.50 m; en 0+100 su espesor alcanza 8.20 m y en 0+110 es de 6.50 m.

En LSQ-05 esta capa se tienen los menores espesores en la parte inicial, desde 0+000 hasta 0+010 es inferior a 1.00 m; a partir de esta abscisa experimenta un incremento que logra que en 0+035 su espesor sea de 4.10 m; en 0+060 llegue a 3.80 m y en 0+110 alcance los 13.00 m.

En LSQ-06 esta capa mantiene su forma ondulada; en 0+000 su espesor es de 3.00 m; en 0+015 llega a 4.00 m; en 0+040 su potencia llega a 3.15 m; en 0+065 es de 7.50 m; en 0+090 es de 4.50 m y en 0+110 alcanza 7.40 m.

En LSQ-07 se observa que los mayores espesores se encuentran al inicio; en 0+000 es de 11.10 m; en 0+050 llega a 3.60 m y a partir de este punto se mantiene bastante uniforme hasta llegar a 0+110.

En cuanto se refiere a la interpretación geoelectrica se tiene que los valores de resistividad eléctrica verdadera van desde 2 a 7  $\Omega$ -m, estos valores son indicadores de la presencia de agua subterránea.

#### 1.5.6.1.3 Capa tercera

Velocidad Sísmica: 1 200 a 1 800 m/s. Resistividad Eléctrica: 1 a 7  $\Omega$ -m.

El espesor de esta capa varía entre 8.20 y 40.80 m.

En LSQ-01 se observa que los menores espesores se determinan al inicio, en 0+000 es de 32.60 m que se van incrementando paulatinamente y en 0+110 alcanza 40.60 m.

En LSQ-02 encontramos que los mayores espesores se los calcula al inicio, en 0+000 es de 39.10 m que van disminuyendo hasta que en 0+120 llega a 17.50 m; a partir de esta abscisa se mantiene bastante uniforme hasta 0+200 donde es 19.80 m y a 0+220 llega con 25.50 m

En LSQ-03 este estrato se presenta bastante uniforme, con un espesor promedio de 20.00 m.

En LSQ-04, línea geofísica donde se ha interpretado la mayor velocidad para esta capa, 1 800 m/s, no se ha podido determinar su potencia ya que se trata de la última capa identificada por esta prospección geofísica.

En LSQ-05 esta capa tiene una forma ligeramente ondulada, en 0+000 su potencia es de 12.60 m; en 0+055 es de 18.90 m; en 0+095 es de 15.60 m y en 0+110 es de 17.00 m.

En LSQ-06 esta capa tiene una forma ondulada, en 0+000 su potencia es de 18,80 m; en 0+020 es de 9.80 m; en 0+045 es de 13.50 m; en 0+075 llega a 8.20 m y en 0+110 es de 12,00 m.

En LSQ-07 este estrato presenta los mayores espesores en la parte inicial, en 0+000 es de 17.30 m que van disminuyendo paulatinamente hasta que en 0+110 llega con 9.00 m.

El valor de resistividad eléctrica verdadera es lo suficientemente bajo y se relaciona con la presencia de agua subterránea.

#### 1.5.6.1.4 Capa cuarta

Velocidad Sísmica: 2 100 A 2 800 m/s. Resistividad Eléctrica: 1 - tiende a infinito  $\Omega$ -m.

El espesor de esta capa es desconocido ya que constituye el último estrato identificado por esta prospección geofísica.

Los valores de resistividad eléctrica verdadera inferiores a 10  $\Omega$ -m caracterizan la existencia de agua subterránea; los valores mayores se identifican con zonas secas.

En términos generales, los valores de resistividad inferiores a los 5  $\Omega$  permiten inferir niveles saturación profundos, que pueden alcanzar incluso al substrato rocoso, debido a que presenta valores de resistividad de 1 ohm-m. Según lo indicado en el informe de (MTO, 2011), *“(...)La ausencia de un nivel freático en la perforación PRQ-2 indica que no existe un acuífero continuo a lo largo del deslizamiento sino más bien se trata de agua de formación que se encuentra en la estructura molecular del suelo. El agua libre que puede circular se encuentra en fisuras, grietas e intersticios que de forma irregular y aleatoria atraviesan al coluvial”*.

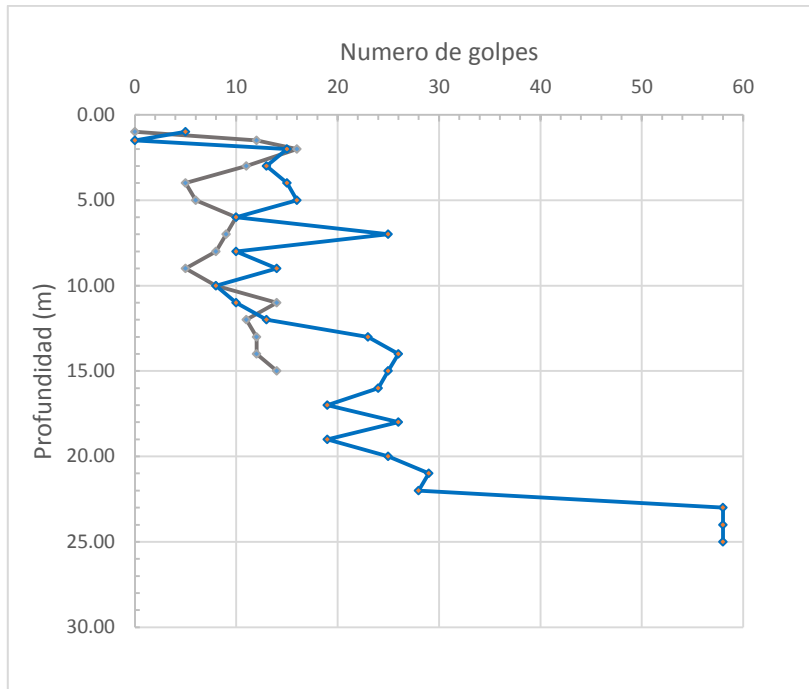


### 1.5.7 Perforaciones y Ensayos de Penetración estándar (SPT)

Tanto en la parte baja como media del área en estudio, se realizaron dos perforaciones a rotación, PRQ-1 y PRQ-2, con profundidades de 25 m y 15 m, respectivamente. En estas perforaciones se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT), ensayos de permeabilidad a gravedad tipo Lefranc, así como la descripción visual de los materiales encontrados. En la Tabla 1.6 se presenta el resumen del número de golpes de SPT, registrados a diferentes profundidades con la respectiva descripción de la litología encontrada de las dos perforaciones. Los datos graficados se muestran en la Figura 1.7.

**Tabla 1.6 Registro de perforaciones (MTOP, 2011)**

Profundidad (m)	PQR-1			PQR-2		
	Número de golpes (N)	Número de golpes corregido, ER=75% (N60)	Litología encontrada	Número de golpes (N)	Número de golpes corregido, ER=75% (N60)	Litología encontrada
1	5	6	Arcilla café con grumos, alta plasticidad	0	0	Arcilla café, escombros
1.5	0	0		12	15	
2	15	19		16	20	
3	13	16	11	14		
4	15	19	Arcilla paleosuelo, color café oscuro alta plasticidad	5	6	Arcilla café con grumos, alta plasticidad
5	16	20	6	8		
6	10	13	Arcilla arenosa	10	13	
7	25	31		9	11	
8	10	13	Arcilla, color café con grumos, plasticidad alta	8	10	Arcilla, color gris oscuro, con tonalidad verde con puntos amarillos, poco compresible
9	14	18		5	6	
10	8	10		8	10	
11	10	13		14	18	
12	13	16		11	14	
13	23	29		12	15	
14	26	33		12	15	
15	25	31		14	18	
16	24	30		Limolita, color gris, meteorizada		
17	19	24				
18	26	33				
19	19	24				
20	25	31				
21	29	36				
22	28	35				
23	58	73				
24	58	73				
25	58	73				

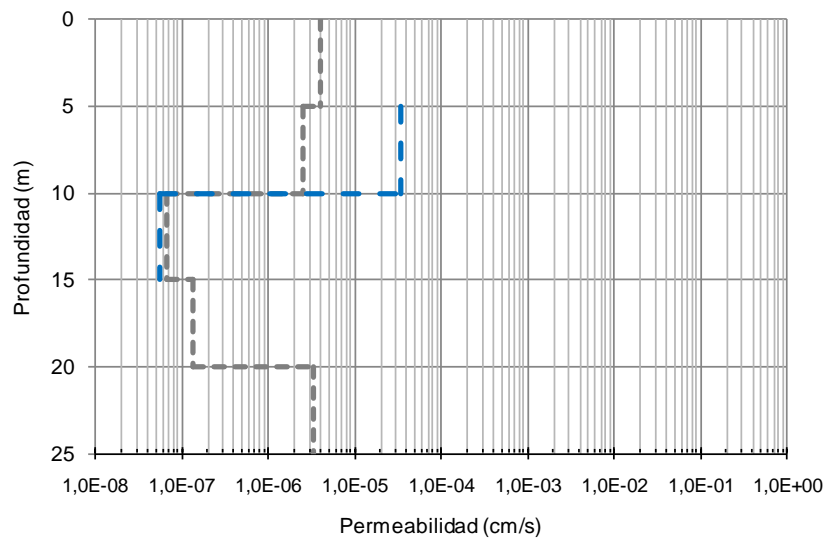


**Figura 1.7 Variación de número de golpes con la profundidad, línea de color gris representa datos de sondeo PQR-01, y línea color azul representa sondeo PQR-2**

En Tabla 1.7 y Figura 1.8 se presentan los datos y gráficas obtenidas de los ensayos de permeabilidad realizados. En el sondeo PRQ-1 se encontró el nivel freático a los 7.56 m, mientras que en el sondeo PRQ-2 no fue encontrado.

**Tabla 1.7 Registros de ensayos de permeabilidad tipo Lefranc (Fuente: MTOP, 2011)**

Sondeo	Nivel Freático (m)	Profundidad (m)		Permeabilidad cm/s	Litología
		Desde	Hasta		
PRQ-1	7.56	0	5	3,99E-06	Coluvión
		5	10	2,59E-06	
		10	15	6,85E-08	
		15	20	1,37E-07	
		20	25	3,43E-06	Coluvión y Roca Meteorizada
PRQ-2	Seco	5	10	3,45E-05	Coluvión
		10	15	5,70E-08	



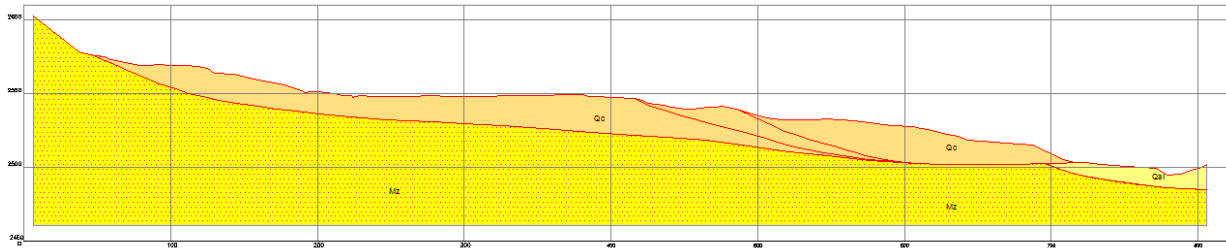
**Figura 1.8 Variación de la permeabilidad con la profundidad, línea de color gris representa datos de sondeo PQR-01, y línea color azul representa sondeo PQR-2 (Fuente: MTOP, 2011)**

### 1.5.8 Interpretación de resultados

Previo al proceso de modelamiento, es necesario realizar un análisis de los resultados de la exploración geofísica, geológica y de los sondeos de perforación ejecutados, con la finalidad de obtener las unidades estratigráficas y los parámetros geotécnicos respectivos.

En la zona de estudio se identifican cuatro unidades geofísicas, en función de los rangos de velocidad y resistividad encontrados. Teniendo en cuenta, que las unidades sísmicas se relacionan con las propiedades mecánicas de los materiales, los perfiles sísmico-eléctricos definen de forma preliminar la geometría de los estratos; sin embargo, al tratarse de métodos indirectos estos deben ser corroborados con los resultados obtenidos de geología y de los sondeos de perforación. Con respecto a estos últimos, se tiene que los sondeos PQR-1 y PQR-2 fueron ubicados en los puntos medios de las líneas sísmicas LSQ-01 y LSQ-04, respectivamente.

Para efectos de análisis, se considera el perfil geológico A-A' que se muestra en la Figura 1.9. Este perfil es el más representativo del deslizamiento, debido a que cubre la longitud total del mismo, que es aproximadamente igual a 600 m, en el cual se puede observar que el escarpe principal es de 5 m, y el pie está ubicado en la cota 2,510 msnm, aproximadamente.



**Figura 1.9 Perfil geológico A-A´ (MTOP, 2011)**

En el perfil geológico A-A´ se distinguen tres estratos, correspondientes a un basamento conformado por material de la formación Azogues, en la parte superior se observa material coluvial, mientras que al pie del talud inicia la terraza aluvial del río Burgay. A partir de esta información, se realiza la correlación respectiva con las velocidades y resistividades obtenidas de los ensayos geofísicos, los resultados obtenidos se indican a continuación:

El estrato superior, en función de las velocidades sísmicas y el número de golpes SPT registrados, se divide en dos unidades. La porción superior se la denomina como “Suelo-QC1” y corresponde al depósito coluvial superior. Presenta un rango de velocidades entre los 200 a 670 m/s, y una potencia entre los 5 a 10 m. De acuerdo a los registros de perforación, predomina un material de tipo arcilloso con presencia de grumos, de color café, altamente plástico, de consistencia blanda a media, existe presencia de escombros. En la parte inferior de esta capa, de acuerdo a los registros de la perforación PRQ-1, se encuentra un paleosuelo de color café oscuro, con un espesor de 3 m. El número promedio de golpes registrados se encuentra en un rango de valores entre 8 a 15, para un valor promedio de 9. El nivel freático se presenta a los 7.56 m de profundidad (ensayo de permeabilidad Tipo Lefranc, PQR-01). La permeabilidad media de esta capa es de  $1,37 \times 10^{-5}$  cm/s.

La porción inferior del depósito coluvial, se la denomina como “Suelo-QC2”. Presenta un rango de velocidades entre los 580 a 1300 m/s, y una potencia entre los 10 a 15 m. De acuerdo a los registros de perforación, predomina un material de tipo arcilloso, de color gris oscuro, con tonalidad verde con puntos amarillos, poco compresible. El número promedio de golpes registrados es de 16. Presenta una permeabilidad media de  $8,75 \times 10^{-6}$  cm/s. En el borde inferior de esta capa se encuentra la superficie de falla estimada de este deslizamiento.

El basamento se encuentra conformado por limolitas y areniscas de la formación Azogues (Mz). Presenta velocidades entre los 2100 a 2800 m/s. Se registra un número de golpes máximo de 58. Los valores bajos de resistividad permiten inferir la presencia de agua subterránea. Se encuentra a partir de los 21 a 25 metros de profundidad.

Para la caracterización de la terraza aluvial, “Al”, que se encuentra al pie de talud, se considera los datos presentados en el informe del (MTO, 2011).

En la Tabla 1.8 se presenta un resumen de las principales características de las unidades estratigráficas descritas anteriormente, con las cuales se realizará la modelación geotécnica.

**Tabla 1.8 Resumen de unidades estratigráficas para modelamiento geotécnico**  
(Fuente: Elaboración propia)

Descripción	Tipo de material		Potencia estimada (m)	Tendidos de refracción sísmica (TRS)			SEV	SPT
				Rango de velocidades	Vp (promedio) (m/s)	Vs (m/s)	Resistividad	Número de golpes (N) Promedio
Suelo - QC1	Coluvión, capa superior	Arcilla altamente plástica, de consistencia blanda	6 - 10	200-670	435	73	2-7 Ω	9
Suelo - QC2	Coluvión, capa inferior	Arcilla de alta plasticidad de consistencia más firme	10 - 22	580-1 300	940	96	1-7 Ω	16
Mz	Substrato rocoso	Limolitas	>22	2 100-2 800	2 450	228	1- infinito	58
Al	Terraza Aluvial	Aluvial	No determinado	2800	2800	228		

## 1.6 Fundamentación teórica

### 1.6.1 Métodos de cálculo

El estudio de la estabilidad de un talud implica realizar una serie de simplificaciones y suposiciones, con el fin de construir un modelo geotécnico que simule de una forma muy cercana las condiciones reales del problema a estudiar, para luego mediante un proceso matemático determinar las condiciones de estabilidad del mismo; sin embargo, como indica (Duncan, J. M., 1996), un efectivo análisis dependerá de la correcta definición del

problema, y de la correcta modelación del mismo para su análisis, lo que implica seleccionar adecuadamente los parámetros de resistencia cortante, condiciones drenadas o no drenadas, presiones de poros, y geometría del talud, entre otros.

Por otro lado, los métodos de cálculo para evaluar los factores que provocan movimientos en un talud, así como las herramientas requeridas para ello han ido evolucionando con el tiempo. El acceso a herramientas informáticas, ha sido un paso importante, que ha facilitado la aplicación de métodos de análisis más avanzados, que cumplen con todas las condiciones de equilibrio, así como obtener una mayor fiabilidad de resultados en la determinación de la superficie de falla crítica, independiente de sus características geométricas (Duncan, J. M., 1996).

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes, tanto para suelos como para rocas, se dividen en dos grandes grupos, el primero se refiere a los métodos de equilibrio límite, y el segundo a los métodos numéricos. En la Figura 1.10 se presenta de forma esquemática lo antes indicado.

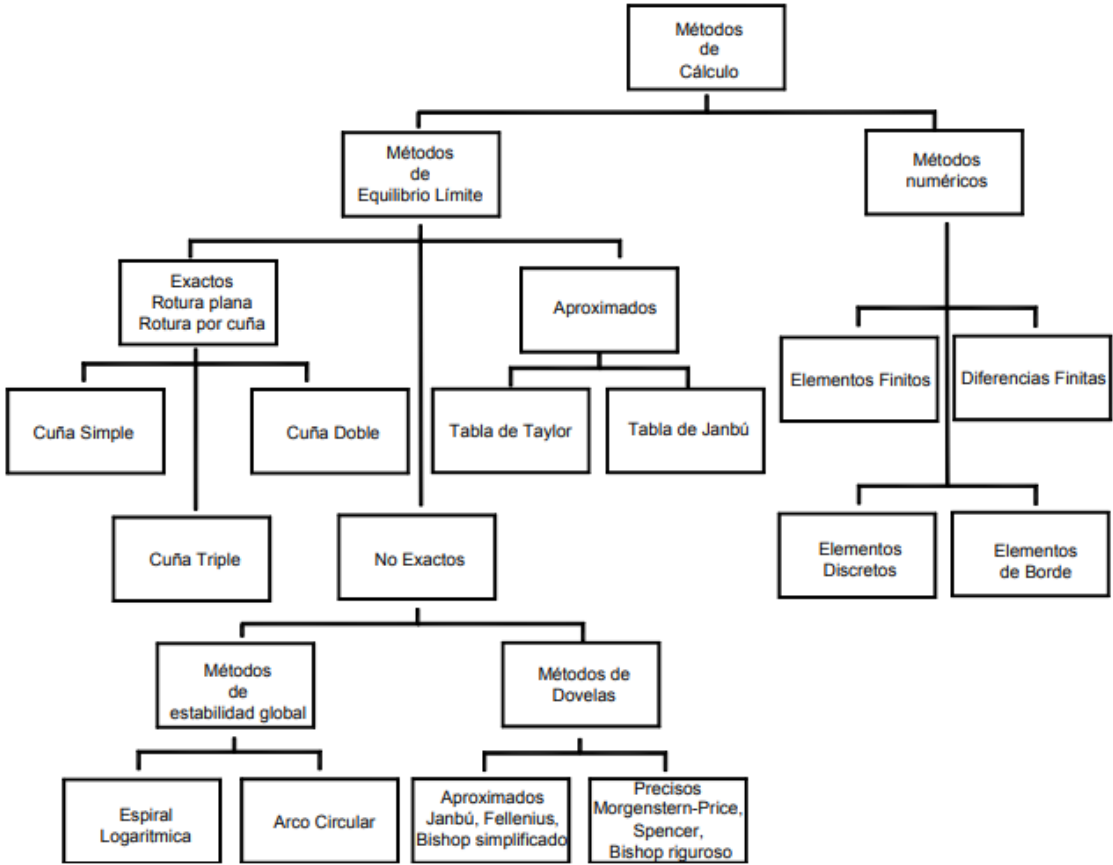


Figura 1.10 Método de cálculo de análisis de talud (Fuente: Suarez, 1998).

Como se puede observar en la Figura 1.10, dentro de los métodos de equilibrio límite para análisis de taludes, se encuentran los métodos exactos, aproximados y no exactos, mientras que los métodos numéricos se subdividen en elementos finitos, diferencias finitas, elementos discretos y elementos de borde. Estos tipos de análisis, se diferencian entre sí, principalmente, por los criterios de aplicación, grado de precisión, variables de análisis, y simplificaciones, que son específicas para cada uno de ellos.

El análisis de estabilidad del talud Quemandel, por métodos de equilibrio límite, tomando en cuenta las características de la superficie de falla, así como de los materiales que la conforman, se realiza mediante la aplicación del método de dovelas, por lo que se divide a la superficie de falla conocida, en un número determinado de secciones, y se emplea el criterio de diseño establecido por Morgenstern-Price para la determinación del factor de seguridad del mismo. Por otro lado, para la evaluación mediante métodos numéricos, se aplica lo relacionado a los criterios definidos para el análisis mediante elementos finitos, en este caso se emplea el criterio del método de reducción de resistencia al cortante para obtener el respectivo factor de estabilidad. En la siguiente sección de este documento, se explica brevemente algunas de las características de los métodos de análisis antes indicados.

#### **1.6.1.1 Métodos de Equilibrio Límite**

Los métodos de equilibrio límite plantean que, al momento de llegar al estado crítico de falla, las fuerzas o momentos que se desarrollan a lo largo de la superficie de falla crítica, tanto actuantes como resistentes son iguales, y por lo tanto el factor de seguridad obtenido es igual a la unidad (Suarez, 1998).

Partiendo de la Figura 1.10, se aborda el primer grupo correspondiente a los métodos de Equilibrio Límite (LEM, Limit Equilibrium Methods, por sus siglas en inglés), los que se consideran son los métodos más utilizados y estudiados por diferentes autores, presentando cada uno requisitos particulares para su aplicación (Duncan & Wright, 1980). El análisis se basa en determinar las condiciones de equilibrio de la masa inestable de suelo, bajo condiciones estáticas, asumiendo las siguientes simplificaciones: una superficie de falla conocida, un criterio de rotura, y ausencia de deformaciones del sistema. El objetivo principal de este método, es establecer mediante la comparación entre las fuerzas desestabilizadoras que causan el movimiento y las fuerzas resistentes que lo impiden, un factor de seguridad. (Sanhueza & Rodríguez, 2013).

El factor de seguridad es un indicador del grado de estabilidad del talud, se lo define como “(...) el cociente entre la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento y la necesaria para mantener el equilibrio estricto de la masa deslizante” (IGME, 1987). Para determinarlo, se plantean varios escenarios relacionados con las cargas de tipo sísmico, antrópico, e hidrológicas, a las que podría estar sometido el talud lo largo del tiempo, buscando las condiciones más desfavorables para el diseño (Duncan, J.M, 1996; Duncan et al., 2014; Suarez Díaz, 1998).

Dependiendo de la exactitud de la resolución del sistema de equilibrio planteado, este método se puede subdividir, de manera general, en métodos exactos, aproximados, y no exactos (IGME, 1987).

En el caso de los métodos exactos, se parte de una geometría simple (rotura plana, rotura por cuña), en la que se consideran únicamente las simplificaciones propias del método y se obtiene una solución exacta bajo un sistema de equilibrio estático (IGME, 1987).

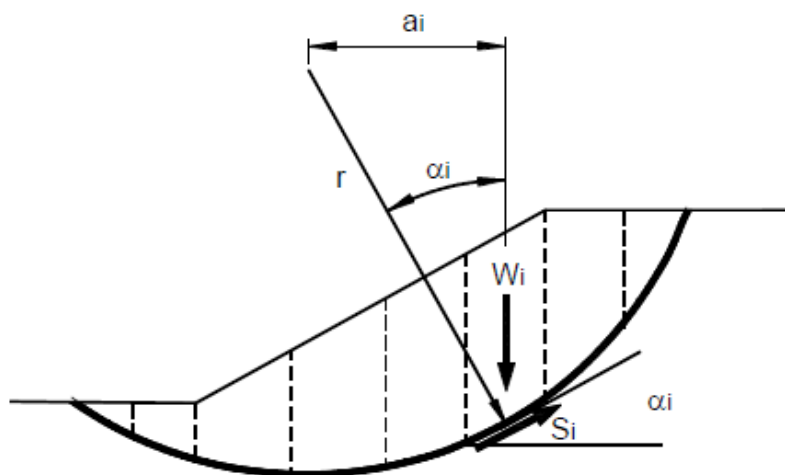
En lo que corresponde a los métodos aproximados, varios autores han formulado “Tablas”, en las que para ciertas condiciones geométricas, y para características homogéneas del material es posible obtener de forma rápida un factor de seguridad del talud en estudio (Suárez, J., 1996).

Por otro lado, los métodos no exactos se aplican cuando las características geométricas de la superficie de falla son más complejas, y por tanto no es posible encontrar una solución estática, por lo que se vuelve un problema hiperestático que para su resolución requiere de simplificaciones o suposiciones adicionales (IGME, 1987). Al presentarse un número de ecuaciones de equilibrio inferior al número de incógnitas involucradas, es necesario realizar varias suposiciones, que se relacionan principalmente con el tipo de superficie de falla (tipo circular o no circular), y las condiciones de equilibrio que se desarrollan en dicha superficie (Duncan, J.M, 1996; Suarez Díaz, 1998). Existen por tanto, varios métodos de análisis, con diferentes grados de precisión, que pueden arrojar resultados similares o incluso contradictorios en ciertas ocasiones (Duncan & Wright, 1980).

Dentro de los métodos no exactos, se encuentran el método de estabilidad global, que considera un movimiento total de la masa de suelo, que de acuerdo a (IGME, 1987) se encuentran en desuso.



Por otro lado, el método de dovelas, tiene como fundamento el dividir en varias rebanadas o dovelas a la superficie deslizada, el número de estas divisiones está sujeto a las características geométricas del talud y a la precisión de cálculo requerida, debido a que se considera que mientras mayor sea el número de rebanadas, mayor precisión habrá en los resultados obtenidos (Suarez, J., 1998). En la Figura 1.11 se presenta un esquema general de un sistema de dovelas.



**Figura 1.11 Esquema general de un sistema de dovelas ( Fuente: Duncan y Wright, 2005, citado por (Suarez, J., 1998).**

Los métodos de dovelas, se subdividen en métodos precisos y aproximados. Los métodos precisos, cumplen con todas las condiciones estáticas (Equilibrio de fuerzas y momentos), mientras que los definidos como “aproximados” únicamente cumplen con una de las condiciones estáticas, ya sean fuerzas o momentos.

En la **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** Tabla 1.9 Tabla 1.9 se presenta un resumen de las principales características de varios métodos de dovelas, se describe el tipo y nombre del método, tipo de superficie de falla y las condiciones de equilibrio que cumplen.

**Tabla 1.9 Métodos de análisis de equilibrio límite (Fuente: Suarez, J., 1998).**

Tipo de método	Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Aproximado	Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales; sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Aproximado	Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Aproximado	Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma de superficie de falla.	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos; sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección $F_0$ para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
Aproximado	Sueco Modificado. U.S.Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Aproximado	Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinados a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Preciso	Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
Preciso	Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.

Tipo de método	Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Preciso	Sarma (1973)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficientes sísmicos. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros

En función del análisis de la información mostrada en la Tabla 1.9, se tiene que los métodos aproximados cumplen con ciertas condiciones del equilibrio estático, en contraste con los métodos precisos que cumplen con todas las condiciones del mismo. Por otro lado, para poder llegar a una solución estáticamente determinada, cada procedimiento establece sus propias suposiciones y simplificaciones, indistintamente de tener que resolver las mismas ecuaciones de equilibrio, lo que puede dar como resultado distintos factores de seguridad (Duncan, J.M., et al., 2014).

En particular, dentro de los métodos precisos, se encuentra el de Morgenstern y Price (1965), el cual cumple con las condiciones de equilibrio de momentos y fuerzas, además de que es aplicable para cualquier tipo de superficie de falla, y para casi todos los perfiles de suelos, según lo indicado por (Suarez, J., 1998). Según (Duncan, J.M et al., 2014; Suarez, J., 1998), este método es similar al de Spencer (1967), a diferencia de que considera que las fuerzas cortantes se relacionan con las fuerzas normales interdovelas mediante una expresión arbitraria, mas no constante como en el método de Spencer (1967), por lo que es más riguroso. El desarrollo de este procedimiento es laborioso y algo complejo; sin embargo, la ayuda de programas computacionales facilita su empleo. Por tanto, este método es con el que se realiza el análisis de estabilidad del talud en estudio.

#### 1.6.1.2 Métodos de elementos finitos

En la Figura 1.10, dentro del segundo grupo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes, se encuentran los métodos numéricos, en términos generales, a diferencia de los métodos de equilibrio límite, estos incluyen el análisis de los esfuerzos y

deformaciones que se producen en el talud, bajo condiciones estáticas; sin embargo, su aplicación es más compleja y requieren de programas computacionales que faciliten el procesamiento de datos.

En esta sección, se aborda lo relacionado a los métodos de elementos finitos (FEM, Finite Element Method, por sus siglas en inglés), los cuales empezaron a usarse a finales de los años 60 (Clough & Woodward, 1967). Estos permiten la modelación de escenarios complejos y más realistas, además de que toma en cuenta el comportamiento no lineal de esfuerzo-deformación del material. En la modelación, es posible considerar la no homogeneidad de los estratos, variaciones en la geometría, presiones de poros, cargas sísmicas aplicadas, entre otras cargas, en distintas etapas de la construcción; sin embargo, requiere un mayor tiempo de recolección de datos, procesamiento e interpretación de resultados, lo que se ha ido minimizando conforme han avanzado los sistemas informáticos que facilitan la aplicación de este método (Duncan, J.M., 1996).

En términos generales, el método asume un sistema de mallado, conformado por elementos unidos entre sí mediante nodos, en los que se consideran las propiedades elastoplásticas de los materiales además de condiciones de contorno. Los resultados obtenidos, corresponden a esfuerzos y desplazamientos nodales, en la cual la condición de falla es de tipo progresiva, por lo que no todos los elementos fallan al mismo tiempo (Suárez, 1996).

#### 1.6.1.3 Método de reducción de resistencia al cortante (SSRFEM)

En 1989 (Ugai, 1989) evaluó la determinación de un factor de seguridad por medio de métodos de elementos finitos, para lo cual empleó el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Dicha técnica se conoce como método de reducción de resistencia al cortante (SSRFEM), y permite evaluar un factor de seguridad o más conocido como factor de reducción de resistencia, SRF, (Strength Reduction Factor, por sus siglas en inglés), mediante la reducción progresiva de los parámetros de resistencia cortante del material, hasta llegar a una condición de colapso (E. M. Dawson et al., 1999; Suárez, 1996). Siendo el SRF la relación entre la resistencia cortante del suelo sobre la resistencia cortante reducida en la falla. Se considera en la modelación de elementos finitos, que el sistema es inestable cuando la solución no converge o no es un término simple, por lo que el SRF es crítico (Hammah et al., 2009).

Los resultados obtenidos mediante esta técnica son comparables a los que se obtienen mediante el análisis de equilibrio límite; sin embargo, la principal ventaja es que en este caso la superficie crítica de falla (CSS, Critical Slip Surface), se obtiene de forma automática, en función de los desplazamientos verticales máximos, por lo que no es asumida como en el caso de los métodos de equilibrio límite (Bojorque, 2016; E. Dawson et al., 2000).

### 1.6.2 Criterio de rotura

En el caso de los análisis con métodos de equilibrio límite y de elementos finitos, uno de los criterios de rotura más utilizado es el modelo Mohr-Coulomb, que relaciona esfuerzos normales y esfuerzos tangenciales actuando en cualquier plano del suelo. La superficie de fluencia es de la forma  $\tau = f(\sigma)$ , siendo la expresión matemática de dicha ecuación igual a:

$$\tau = c' + (\sigma_n - \mu)\tan\varphi'$$

Donde:

$\tau$  = esfuerzo tangencial (corte) que actúa en el plano de rotura

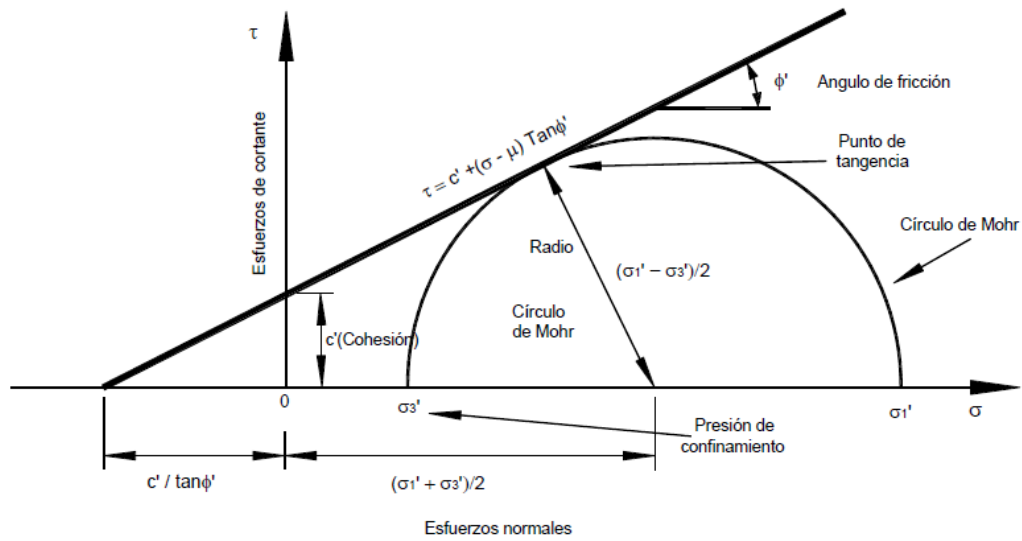
$\sigma_n$  = esfuerzo normal actuando sobre el mismo plano

$\mu$  = presión intersticial

$c'$  = cohesión efectiva

$\varphi'$  = ángulo de fricción efectivo

La ecuación anterior representa una recta en el espacio  $(\sigma, \tau)$ , que suele denominarse como línea de resistencia intrínseca o envolvente de rotura. Esta línea proporciona, para cada valor del esfuerzo efectivo normal a un plano que atraviesa un elemento del suelo, el máximo esfuerzo tangencial movilizable a favor de dicho plano (Figura 1.12).



**Figura 1.12 Representación gráfica de la ecuación de Coulomb (Fuente: Suarez, J., 1998)**

De acuerdo a (IGME, 1987) este criterio se considera válido tanto si el deslizamiento se produce en una masa de suelo como si se produce siguiendo determinadas superficies de discontinuidad en macizos rocosos.

El modelo Mohr-Coulomb requiere para su modelación un total de 5 parámetros, que se indican a continuación:

$E$  = Módulo de Young ( $\text{kN/m}^2$ )

$\nu$  = Coeficiente de Poisson (adimensional)

$\varphi'$  = Ángulo de fricción [ $^\circ$ ]

$c'$  = Cohesión ( $\text{kN/m}^2$ )

$\Psi$  = Ángulo de dilatación ( $^\circ$ ), en suelo arcillosos tiende a ser 0, en arenas depende tanto de la densidad como del ángulo de fricción. En el caso de las arenas de cuarzo, el orden de magnitud es de  $\Psi \approx (\varphi - 30^\circ)$ .

Más adelante, se describe el proceso de cálculo de los parámetros antes indicados.

### 1.6.3 Análisis inverso o back analysis

Los datos de entrada para realizar el análisis de estabilidad de un talud, principalmente los relacionados con los esfuerzos cortantes, pueden ser determinados a través de la obtención de muestras, que luego serán ensayadas en laboratorio; sin embargo, debido a la complejidad de extraer muestras representativas y que a su vez las condiciones in

situ puedan ser representadas exactamente en la ejecución de los ensayos, implica que los resultados obtenidos pueden diferir con los de campo, lo que puede conllevar a errores en el cálculo (Jagriti, M. et al., 2017).

Por lo anterior, la técnica del back analysis o método de análisis inverso, permite determinar a partir de la modelación de una superficie de falla conocida, la resistencia cortante movilizada in situ en el estado límite de falla, es decir para un factor de seguridad igual a 1. Esto permite entender mejor el mecanismo de falla del talud, como una base para establecer las medidas de estabilización para el talud en estudio, o incluso para taludes que tengan características similares (Jagriti, M. et al., 2017). Se lo considera como un ensayo in situ a gran escala, cuyos resultados son más fiables que los obtenidos en laboratorio o in situ (Duncan, J.M & Stark, 1992; Jiang et al., 2017; Leroueil, 2001).

Mediante este método se pueden obtener los parámetros de cohesión y fricción, así como determinar cuáles fueron las condiciones de las presiones de poros existentes al momento de la falla, estos datos son contrarrestados con la superficie de falla obtenida versus la determinada en campo; estos datos pueden ser obtenidos de forma determinística, es decir, una sola combinación de  $c$  y  $\phi$ , o también de forma probabilística, donde se determinan la variabilidad de estos parámetros en condiciones de falla.

#### **1.6.3.1 Incertidumbres en el análisis inverso**

Al efectuar el análisis inverso de un talud, se realizan varias suposiciones sobre las condiciones existentes al momento de la falla, por ejemplo, la posición del nivel freático o las presiones de poro existentes, la localización de la superficie de falla, el tipo de fuerzas cortantes que actúan a lo largo de la superficie de falla, entre otros. Asimismo, se asume que el factor de seguridad es igual a la unidad. Varios autores, a lo largo del tiempo, han estudiado y analizado las incertidumbres más comunes que se dan en la aplicación del análisis inverso, debido a que el grado de confiabilidad en los resultados obtenidos depende en gran medida de la correcta elección de los mismos (Manzoor, H., 2010).

A continuación, se describen algunos de los parámetros de entrada y las incertidumbres que presentan para el análisis inverso, de acuerdo a (Manzoor, H., 2010).

##### **1.6.3.1.1 Geometría del talud al momento de la falla**

La obtención de la geometría de la superficie del talud, tanto en la etapa previa como posterior al deslizamiento, es un factor importante. Si se conoce la geometría inicial del

talud, es posible analizar cuáles fueron las fuerzas movilizantes que provocaron el movimiento. Esta superficie puede obtenerse a partir de la información topográfica o fotoaereogramétrica de la zona, o mediante la comparación de imágenes satelitales de fechas anteriores y posteriores a los movimientos; sin embargo, no siempre se cuenta con dicha información o en las escalas de precisión requeridas, es por ello que otra forma de obtenerla es mediante la correlación entre la geometría de talud fallado y la de los taludes estables cercanos. Además, es posible inferir cuales serían los rangos del ángulo de fricción movilizado, a partir de la observación de los ángulos de los taludes estables cercanos.

En el caso del “Deslizamiento Quemandel”, la geometría del talud para el análisis es inferida de la comparación entre el talud fallado y los taludes estables cercanos.

#### **1.6.3.1.2 Propiedades del material**

Las características de la composición litológica, la estructura, la disposición y los espesores de los estratos, son otros datos importantes para el análisis inverso. Esta información se obtiene generalmente a partir de ensayos in situ o perforaciones. Mediante las perforaciones, es posible observar la localización de la superficie de falla, y además extraer muestras inalteradas o alteradas, según sea el tipo de suelo, para posteriormente ensayarlas en laboratorio. Del tratamiento de las muestras y los procedimientos para ejecución de los ensayos, depende la calidad y precisión de los resultados obtenidos en el análisis inverso, debido a que pueden subestimarse o sobrestimarse las características in situ existentes.

Para el caso del “Deslizamiento Quemandel”, los parámetros geotécnicos y dinámicos de los estratos, son obtenidos a partir de la correlación entre los resultados del ensayo SPT, y de la caracterización geofísica del sitio. Los parámetros de la resistencia cortante de la capa débil se obtienen a partir del análisis inverso.

#### **1.6.3.1.3 Resistencia cortante**

El análisis inverso puede realizarse en condiciones drenadas o no drenadas, la selección adecuada parte de la observación del tiempo y las condiciones en las que el agua permanece o drena a través del suelo (Duncan J.M. & Wright, 2005).

La resistencia drenada se considera cuando las condiciones de aplicación de las cargas es lo suficientemente lenta, o sus tiempos de aplicación son lo bastante largos para que



los excesos de presión de poros no existan o sean disipados. En las condiciones contrarias a lo indicado, se emplea el análisis no drenado (Duncan J.M. & Wright, 2005).

Para la selección de una de las condiciones antes indicadas, va a depender de las características de conductividad hidráulica y velocidad de aplicación de la carga, que presentan los materiales que conforman la superficie de falla (Manzoor, H., 2010).

En el caso de los suelos poco permeables (por ejemplo: coluviones arcillosos de gran espesor), generalmente, se presentan deslizamientos con superficies de falla profundas, al incrementarse el nivel freático por efecto de la lluvia. Estos son conocidos como de “respuesta lenta”, y por tanto el análisis debe realizarse en condiciones drenadas. El grado de actividad de este tipo de deslizamientos es dependiente de las condiciones climáticas, debido a que en épocas secas permanece estable, mientras que en épocas lluviosas puede reactivarse (Suárez, 1996).

Asimismo, (Manzoor, H., 2010) considera que el incremento del nivel freático por condiciones de lluvia, pese a que puede aumentar las presiones hidroestáticas existentes, no implica la presencia de exceso de presión de poros, por lo que las condiciones de análisis deben ser de tipo drenado, por lo que coincide con lo expuesto por (Suárez, 1996).

En el análisis drenado de suelos cohesivos se distinguen dos tipos de resistencia, la de tipo residual y la remoldeada. La primera, se aplica en taludes en los que existe una superficie de falla preexistente (deslizamiento reactivados) (Skempton, 1985), mientras que la segunda en taludes donde ocurre por primera vez un deslizamiento (Skempton, 1985).

Autores como (Stark et al., 2005), recomiendan que en el análisis inverso de taludes que presenten un deslizamiento reactivado o antiguo, se considere usar la resistencia residual, con una cohesión efectiva  $c'$  igual a cero, debido a que por los desplazamientos cortantes continuos, existe una remoción de la estructura del suelo, historia de esfuerzos e interferencia entre partículas, por tanto la resistencia residual es controlada por la resistencia friccional de las partículas de arcilla, la que a su vez es controlada por las características fundamentales de la arcilla como es el tipo de minerales, y el porcentaje de minerales de arcilla.

En el caso de los deslizamientos que ocurren por primera vez, (Skempton, 1985) recomienda usar la resistencia remoldeada del material, obtenida a partir de pruebas

de corte de anillo o mediante las correlaciones presentadas en la tesis de (Manzoor, H., 2010). (Stark et al., 2005), recomienda el empleo de una cohesión efectiva  $c'$  igual a cero, a menos que el material sea sobreconsolidado, con valores de cohesión mayores a cero.

En el caso del deslizamiento Quemandel, por las características cohesivas y poco permeables del material coluvial que conforma la capa débil, y que uno de los factores desestabilizantes es el aumento del nivel freático por la lluvia, se considera que este talud debe analizarse en condiciones drenadas. Además, el movimiento se reactiva en condiciones lluviosas principalmente, por lo que la resistencia cortante que actúa es de tipo residual; sin embargo, también se considera la condición no drenada por motivos de comparación de resultados.

#### 1.6.3.1.4 Nivel freático y presiones de poro

La resistencia cortante movilizada de un suelo está relacionada con los esfuerzos efectivos que actúan a lo largo de la superficie de falla, que a su vez pueden ser afectados por las variaciones de las presiones intersticiales a causa de la variación del nivel freático.

La adecuada definición de la posición del nivel freático al momento de la falla, incide en los resultados de los parámetros cortantes del material que son obtenidos a partir del análisis inverso, debido a que el aumento de la presión intersticial disminuye el esfuerzo efectivo del material, y por tanto aumenta los esfuerzos cortantes necesarios para llegar a un factor de seguridad igual a la unidad. De acuerdo a varios autores citados en (Manzoor, H., 2010), niveles altos del nivel freático incrementan los esfuerzos cortantes, lo que no es conservativo para el estudio de remediación de un talud, por lo que se recomienda realizar campañas de mediciones de las presiones de poro con el fin de estimar correctamente este factor. En caso de que esto no sea posible, recomienda extraer muestras representativas del material para la obtención de los parámetros cortantes y a partir de los mismos determinar la posición del nivel freático en condiciones de falla, es decir, para un factor de seguridad igual a la unidad.

Para el caso del “Deslizamiento Quemandel”, la posición del nivel freático es determinada en función de los resultados de los ensayos de permeabilidad y del perfil de la quebrada existente (MTOP, 2011).

#### **1.6.3.1.5 Efecto de la lluvia y presiones de poro**

Los efectos de la lluvia en la estabilidad de un talud, depende principalmente de las características geológicas, geomorfológicas del mismo así como de las condiciones climatológicas de la zona, que determinan la intensidad y duración de la lluvia (Wieczorek, 1996).

La infiltración de agua lluvia, puede incrementar el nivel de aguas subterránea y el grado de saturación del material, lo que puede causar la disminución del esfuerzo efectivo del mismo. En otros casos, puede aumentar el contenido de humedad del material y por tanto disminuir el esfuerzo cortante. La lluvia, intensa y fuerte, es una de las principales causas de los deslizamientos de tipo superficial o poco profundos (Wieczorek, 1996).

En el caso de los deslizamientos profundos, que puede darse en suelos arcillosos de baja permeabilidad, los efectos de la infiltración o percolación de la lluvia se dan de forma más lenta, y generalmente son consecuencia de un periodo de lluvias progresivas o acumulativas. En caso de existir una permeabilidad secundaria debida la presencia de fisuración o grietas por tensión los cambios en los niveles de agua subterránea pueden darse más rápidamente y por tanto se pueden producir deslizamientos superficiales (Wieczorek, 1996).

Este parámetro debe ser evaluado correctamente, debido a que, al estar relacionado con el aumento o disminución de los esfuerzos efectivos, y estos a su vez con los esfuerzos cortantes movilizados, puede arrojar resultados poco conservadores para los diseños de remediación de un talud producto del análisis inverso, y que son diferentes a los que se requieren para el diseño del talud en condiciones estables.

#### **1.6.3.1.6 Localización de la superficie de falla**

La localización de la superficie de falla, es un factor indispensable para realizar el análisis inverso, debido a que es la base para calcular los parámetros de la resistencia cortante movilizada de la capa débil, definir la forma, profundidad y volumen de la masa deslizada, y las causas que originaron dicho movimiento. Por todo esto, no puede ser impuesta de forma arbitraria.

Existen varios métodos que pueden ser empleados para la determinación de dicha superficie, según ( Hutchinson J. N., 1983) puede ser obtenida de la observación directa en excavaciones o perforaciones, del registro de las presiones de poro, mediciones realizadas con inclinómetros, contraste de las propiedades de los materiales, la

detección de escarpes o pies de la superficie de falla, entre otros. Las incertidumbres que puede presentarse dependen de la experiencia y de la técnica empleada en la determinación de esta superficie,

En los programas informáticos como Slide Model, es posible ingresar la forma de la superficie de falla como un dato, a partir del cual se calculan las combinaciones de los parámetros cortantes que simulan dicha superficie.

En el caso del “Deslizamiento Quemandel” en la sección **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se indica la forma de ingreso de este factor para la modelación geotécnica respectiva.

#### **1.6.4 Análisis probabilísticos**

En los análisis determinísticos para la evaluación de taludes, de forma conservadora se asume que el suelo es homogéneo, y que existe una combinación única de los parámetros como la cohesión y el ángulo de fricción, para una sola condición de estabilidad, reflejada en un solo factor de seguridad; sin embargo, debido a la serie de incertidumbres que conlleva la geotecnia, este supuesto dista de la realidad.

Para (Ribeiro, 2008), las incertidumbres en geotecnia, se deben principalmente, entre otros, a la dificultad o imposibilidad de reproducir las condiciones de campo en laboratorio, la alteración de las muestras al momento de instalarlas en los equipos para ensayo, así como la variabilidad propia en las características de los materiales de los suelos o rocas, ya sea en tiempo o espacio. De igual manera, (El-Ramly et al., 2002) considera otros factores que acrecientan la incertidumbre, como la poca homogeneidad de las características geológicas del material, los pocos o nulos datos de referencia, los errores que pueden darse en los criterios asumidos en el diseño y en la construcción, así como la serie de suposiciones y simplificaciones que se consideran para realizar una modelación geotécnica.

La incertidumbre y sus efectos, así como la estimación de las probabilidades de falla de un talud en ausencia de datos empíricos representativos, puede ser evaluada mediante la aplicación de los análisis probabilísticos (El-Ramly et al., 2002).

Los parámetros pasan a ser variables aleatorias, que siguen un tipo de distribución estadística definida, y que luego del proceso de cálculo respectivo, permiten obtener la distribución de la probabilidad de falla del talud (Zhang et al., 2010). Las combinaciones de los parámetros resistentes, con los correspondientes porcentajes de probabilidad de

falla e índices de confiabilidad, amplían los recursos para el análisis de la estabilidad de un talud.

Se distinguen dos métodos de análisis probabilístico, los denominados como aproximados y el método de simulación de Montecarlo. Los primeros permiten obtener los valores promedio y la desviación estándar del factor de seguridad, pero no la función de distribución estadística, siendo esta la principal diferencia con la simulación de Monte Carlo, debido a esta es obtenida de forma directa lo que permite determinar la probabilidad de falla directamente.

#### **1.6.4.1 Método de Simulación de Montecarlo**

La simulación de Montecarlo es un método computacional, que emplea técnicas de muestreo estadístico, para obtener una aproximación probabilística de la solución de un modelo o ecuación matemática (Chiwaye & Stacey, 2010). La principal aplicación de la técnica de Montecarlo está en la aproximación de la función de probabilidad para una o más variables aleatorias. Esta simulación se ha utilizado en varios estudios para el análisis de estabilidad de taludes (Kim, et al., 1978; Major et.al., 1978; Tobutt, 1982; Priest & Brown, 1983; Nguyen & Chowdhury, 1984, citado por (Shien, 2005)). La simulación consiste en generar valores aleatorios para cubrir los rangos de las variables de entrada, para lo cual se requiere conocer la distribución estadística de dichas variables. Por lo que el objetivo principal es tratar de representar el comportamiento de las variables reales para, en la medida de lo posible, analizar o predecir cómo van a evolucionar.

De acuerdo a (Shien, 2005) la metodología a aplicar es la siguiente:

- Determinar las funciones de distribución de probabilidad de las variables de entrada.
- Mediante una generación pseudo aleatoria de los números se seleccionan los valores aleatorios para cada variable de entrada, basada en la correspondiente probabilidad de distribución.
- Los valores seleccionados son usados para resolver la función de desempeño y calcular el factor de seguridad.
- El proceso se repite varias veces hasta determinar la distribución probabilística de las variables de salida, en este caso el factor de seguridad.

El grado de precisión de este método está relacionado de forma proporcional con el número de iteraciones. El número óptimo de iteraciones ha sido estudiado por varios autores, por ejemplo (S. Hutchinson & Bandalos, 1997) considera que entre 10,000 a 100,000 iteraciones son necesarias, mientras que (Harr, 1987) indica que el número de iteraciones depende del nivel de confianza en la solución así como en el número de variables consideradas, en este estudio el número óptimo de muestreo se obtiene una vez que la diferencia en las probabilidades de falla obtenidas, entre dos iteraciones consecutivas, sea menor al 5%.

#### 1.6.4.2 Determinación de las variables aleatorias

(El-Ramly et al., 2002) define a una variable aleatoria como un parámetro del suelo, que es conocido únicamente en el lugar donde es medido, pero que es incierto en cualquier lugar diferente del estrato de suelo. El conjunto de variables aleatorias puede ser representado mediante funciones de distribución estadística, y correlacionado con las variables aleatorias en espacios cercanos.

Para realizar el análisis probabilístico, de acuerdo a (Hidalgo & Assis, 2011), la forma de determinar estos datos de entrada es muy importante, debido a que permite al modelo matemático representar las condiciones in situ, por lo que la precisión de los mismos, incrementará o disminuirá el grado de incertidumbre en los resultados obtenidos.

El mismo autor, indica que en el proceso de la obtención de los parámetros se pueden presentar varias fuentes de incertidumbre, como son:

- Los errores de tipo sistemático, en donde se encuentran los errores de tipo estadístico (escaso número de ensayos, falta o nulo monitoreo),
- Los de sesgo o datos tendenciosos, que se presentan por la alteración de la muestra por las técnicas o instrumentación empleada.
- Los errores de ensayo, o denominados como “ruido”, también son otra fuente de incertidumbre, ya que representan problemas de calibración y medición.
- Adicionalmente, otro factor de incertidumbre es la variabilidad espacial de los parámetros, entre diferentes puntos de una misma zona de estudio, debido a las diferentes composiciones, génesis, historia de esfuerzo, etc.

(Hidalgo & Assis, 2011) y (El-Ramly et al., 2002) señalan que en caso de tener un reducido número de ensayos o ninguno, de forma preliminar, es posible utilizar los coeficientes de variación (COV) y las funciones de densidad de probabilidad de las

propiedades de los suelos que han sido estimados en la literatura, teniendo cuidado de que los límites máximos y mínimos sean consistentes con los límites físicos de los parámetros a ser modelados.

El coeficiente de variación COV es la relación entre la desviación estándar y el valor medio de un parámetro, que es igual al coeficiente de variación antes indicado.

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

Donde:

$\sigma$  = desviación estándar

$\mu$  = valor medio del parámetro

En la Tabla 1.10, se presentan algunos de los rangos estimados de los valores promedio y los coeficientes de variación (COV) de algunos parámetros, que se encuentra en la literatura (Hidalgo & Assis, 2011; Shien, 2005; Uzielli et al., 2006).

**Tabla 1.10 Valores típicos del coeficiente de variabilidad y valores promedio de parámetros ( Extracto de la tabla publicada en (Hidalgo & Assis, 2011) y Shien, 2005, y de (Uzielli et al., 2006))**

Tipo de Parámetro	Tipo de suelo	Promedio (media)	Coeficiente de variación (COV) (%)	Referencia
Peso específico	Arcilla y Arena	13-20 kN/m <sup>3</sup>	< 10	(Uzielli et al., 2006)
			3	Hammit (1966), citado por (Harr, 1987)
			4-8	USACE, 1994
Cohesión		2-40 kN/m <sup>2</sup>	20-50	Lee et al 1993
Resistencia cortante no drenada	Arcilla	10-400kN/m <sup>2</sup>	20-55	(Uzielli et al., 2006)
Ángulo de fricción	Arena		3.7-9.3	USACE, 1994
	Arcilla		7.5-10.1	USACE, 1994
	Arcilla y Arena	20-40°	5-15	(Uzielli et al., 2006)

En la Tabla 1.11 se presentan las recomendaciones de los tipos de distribución de probabilidad, o funciones de densidad de probabilidad para algunos parámetros, que se encuentran en la literatura.

**Tabla 1.11 Distribución de probabilidad para diferentes propiedades del suelo  
(Adaptada de Lacasse y Nadim 1996), ( Fuente:(Uzielli et al., 2006)**

Parámetro del suelo	Tipo de suelo	Tipo de distribución
Resistencia cono	Arena	Log- normal
	Arcilla	Normal/ Log- normal
Resistencia cortante drenada no	Arcila (ensayo triaxial)	Log- normal
	Arcilla (ensayos índices)	Log- normal
	Arcilla-Limosa	Normal
Ángulo de fricción	Arena	Normal
Peso específico		Normal (USACE,1996)

Para el caso de estudio, se consideran como variables aleatorias a los parámetros relacionados con la resistencia cortante del suelo, es decir, a la cohesión, ángulo de fricción y peso específico. De acuerdo a las recomendaciones de la Tabla 1.11, las distribuciones probabilísticas a adoptar, son de tipo “Normal”.

Debido a que, en el caso de estudio, no se tienen datos representativos de muestras ensayadas en laboratorio, para obtener los valores de entrada tanto para la aplicación de la simulación de Montecarlo como para el análisis de sensibilidad, la obtención de los valores promedio y desviaciones estándar de cada parámetro se realiza de la siguiente manera:

- De la Tabla 1.10, se asumen los rangos de valores promedio indicados para la cohesión, ángulo de fricción y peso específico.
- Con la ayuda del software Microsoft Excel, y la herramienta “aleatorio entre”, se generan valores aleatorios de los parámetros antes indicado, dentro de los rangos establecidos en el punto anterior.
- Se obtienen los valores promedio y desviaciones estándar de cada uno de los parámetros, con la data generada de forma aleatoria, respectivamente.
- Los datos obtenidos anteriormente, se convierten en los datos de entrada para el inicio del proceso de modelación probabilística, los cuales permanecen constantes durante dicho proceso.



#### 1.6.4.3 Probabilidad de falla e Índice de Confiabilidad (“Reliability Index”)

Una vez realizado el análisis probabilístico, es posible obtener de forma porcentual la probabilidad de falla del talud.

Este porcentaje es igual a la relación entre el número de resultados con factores de seguridad menores a la unidad, dividido por el número total de muestras simuladas (Rocscience, 2002).

$$Pf (\%) = \frac{\Sigma \text{ Factores de seguridad} < 1}{\Sigma \text{ total de muestras de la simulación}}$$

En el software Slide Model, otro dato de salida que permite evaluar el grado de incertidumbre del talud es el índice de confiabilidad  $\beta$  (“Reliability Index”), el cual cotejado con el porcentaje de probabilidad de falla permite inferir las condiciones de estabilidad existentes del talud (Hidalgo & Assis, 2011).

Según (Rocscience, 2002), el Índice de Confiabilidad se define como un parámetro indicativo del número de desviaciones estándar, que separa el Factor de Seguridad Medio (“Mean Safety Factor”) del factor de seguridad crítico (igual a la unidad).

La determinación de este índice se realiza en función del tipo de distribución asumida para el cálculo del factor de seguridad.

Para una distribución normal del factor de seguridad, el índice de confiabilidad (RInormal) se determina mediante la siguiente expresión (Rocscience, 2002):

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

Donde:

$\mu_{FS}$  = valor promedio de factor de seguridad

$\sigma_{FS}$  = desviación estándar del factor de seguridad

Mientras que para un tipo de distribución logarítmicamente normal (RC lognormal), el índice de confiabilidad se determina de la siguiente manera (Rocscience, 2002) :

$$\beta_{LN} = \frac{\mu_{FS}}{\frac{(1 + COV_{FS}^2)}{Ln COV_{FS}^2}}$$

Donde:

$\mu_{FS}$  = valor promedio de factor de seguridad

$COV_{FS}$  = Coeficiente de variación del factor de seguridad

El valor mínimo recomendado del Índice de Confiabilidad y que implica que el diseño del talud es seguro, es igual a 3 (Rocscience, 2002).

### 1.6.5 Análisis de sensibilidad

La variabilidad de los parámetros que están envueltos en la estabilidad de un talud, y la manera en cómo estos influyen en dicho comportamiento, se estudian bajo los análisis de sensibilidad o paramétricos (Hidalgo & Assis, 2011; IGME, 1987). Según (IGME, 1987), mediante los resultados de este estudio, es posible determinar un conjunto de alternativas, que ayudan a la toma de decisiones, ya que se tiene en cuenta, además de la información disponible, los posibles cambios o variaciones de la misma.

Para este tipo de análisis se requieren como datos de entrada, la definición de cuáles son las variables aleatorias a estudiar, cuáles son sus valores promedio, así como los rangos de variación permitidos de cada parámetro (máximo y mínimo).

El proceso de análisis, para este caso de estudio, se realiza mediante el software Slide Model de la casa Rocscience. El proceso a seguir se describe a continuación (Rocscience, 2002):

- Los datos de entrada, correspondientes a los valores promedio de cada parámetro, así como las relaciones máximas (Rel. máx) y mínimas relativas (Rel. mín) son ingresados al programa informático.
- Los rangos de los valores sobre los que se realiza el análisis de sensibilidad de cada parámetro, se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Máximo} = \text{Valor promedio} - \text{Relación máxima relativa}$$

$$\text{Mínimo} = \text{Valor promedio} - \text{Relación mínima relativa}$$

- Una vez ingresados los datos correspondientes a las variables aleatorias, el proceso de cálculo que emplea el software Slide Model, es el siguiente:
  - El rango definido para cada variable, se divide en un total de 50 intervalos iguales.

- El factor de seguridad es recalculado para cada uno de los 50 valores definidos.
- Este proceso se realiza para cada una de las variables que intervienen en el análisis de sensibilidad.
- Al momento en que se realiza el análisis de sensibilidad para una variable, las demás permanecen constantes. El software emplea únicamente el valor promedio de las variables que actúan como constantes.
- El resultado gráfico obtenido permite observar el rango de variación del factor de seguridad entre los valores máximos y mínimos.

La revisión y evaluación de las gráficas generadas, permite determinar cuál es el grado de incidencia en la estabilidad del talud, la variación de los valores de los diferentes parámetros. En este caso de estudio, las variables aleatorias corresponden a la cohesión, ángulo de fricción y peso específico. Adicionalmente, se considera en el análisis la influencia de la sismicidad y la variación del nivel freático.

### **1.7 Programas informáticos utilizados**

Para el desarrollo de este trabajo, se han empleado los programas informáticos Slide Model, versión 5.014 (equilibrio límite), y Phase2 Modeler8 (elementos finitos) de la empresa RocScience. Los detalles correspondientes a las características, manejo y funcionalidad de estos programas pueden ser revisados en los manuales respectivos. En este estudio, únicamente se detallan los procesos básicos que se realizaron para el ingreso y procesamiento de datos para la búsqueda de resultado de los análisis realizados.

# CAPÍTULO 2

## 2 METODOLOGÍA

Como se indicó al principio de este informe, el deslizamiento Quemandel fue parte de los “*Estudios Definitivos de la Carretera Cuenca-Azogues-Biblián: Rehabilitación del Tramo Cuenca (Salado)-Guangarcucho-Actual Paso de Azogues- y Tramo Azogues-Biblián, Ampliación del Tramo: Guangarcucho-Azogues (Incluye Puentes); Estudios Definitivos de Ingeniería de la Nueva Vía de Cuatro Carriles entre Azogues y Biblián. Estudio de Taludes Inestables y Sitios Críticos, Provincias de Azuay y Cañar*”, (MTO, 2011). En dicho estudio, se realizaron campañas de exploración geofísica (tendidos de refracción sísmica, sondeos eléctricos verticales), perforaciones, ensayos SPT, ensayos de permeabilidad tipo Lefranc, entre otros.

En este capítulo, tomando como base lo antes indicado, de forma sistemática se describe el proceso realizado para la definición del modelo geotécnico sobre el que se realizan los análisis respectivos.

Se inicia con la recopilación y evaluación de la información base existente. A partir de los resultados de las campañas de exploración geológica, ensayos geofísicos y perforaciones, se determina mediante correlaciones encontradas en la literatura, los parámetros dinámicos y geomecánicos de las unidades litológicas que conforman el perfil estratigráfico. Asimismo, la definición del tipo de superficie de falla y la ubicación del nivel freático, como los métodos de análisis de la estabilidad del talud, son considerados en el análisis.

Posteriormente, se hace una breve descripción de los pasos y criterios considerados para el ingreso de datos en los programas informáticos Slide Model y Phase2, para la elaboración del modelo geotécnico respectivo. Finalmente, se indican cuáles son los escenarios sobre los que se realiza el análisis inverso, así como con la definición de las variables aleatorias que serán parte de los análisis de sensibilidad y probabilísticos, respectivos.

### **2.1 Recopilación y análisis de la información obtenida del caso de estudio indicado.**

Se ha realizado una revisión de la documentación facilitada por el (MTO, 2011), Proyecto PRECUPA (Basabe, P, 1998), así como de la información correspondiente a

cartas topográficas en escala 1:50.000 y 1:25.000 del cantón Azogues, de los años 1968 y 1996, respectivamente. Se ha revisado literatura correspondiente a libros y artículos relacionados con el estudio de estabilidad de taludes, método de análisis inverso, métodos de equilibrio límite y elementos finitos.

De los estudios antes referidos, se han obtenido datos in situ de los sondeos de perforación, en los cuales se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT), así como ensayos de permeabilidad tipo Lefranc con descripción visual de los materiales encontrados. Adicionalmente, los registros sísmicos y eléctricos conjuntamente con los obtenidos de las perforaciones son correlacionados para obtener los módulos elásticos dinámicos y los parámetros geotécnicos del sitio en estudio, como se describe a continuación.

## **2.2 Determinación de parámetros dinámicos y geo mecánicos de los materiales**

En esta sección, se realiza la determinación de los parámetros dinámicos y geo mecánicos de los materiales, mediante la aplicación de correlaciones empíricas existentes.

En el caso de la capa “Suelo-Qc1” (coluvial superior), Mz (limolitas, Fm. Azogues) y Al (material aluvial), los datos obtenidos fueron incorporados directamente en la modelación del deslizamiento, tanto en el software Slide como el software Phase 2. En el caso de los parámetros geotécnicos de la capa definida como “Suelo-Qc2” (coluvial inferior), estos son obtenidos mediante la aplicación de la técnica de análisis inverso, debido a que esta capa se encuentra en la zona límite entre la superficie de falla y el macizo rocoso (Mz, Formación Azogues), y se la considera como la capa débil de la sección. A continuación, se describe el proceso realizado.

### **2.2.1 Determinación de módulos elásticos dinámicos**

Los módulos elásticos dinámicos son determinados a partir de correlaciones entre las velocidades de las ondas de compresión ( $V_p$ ) y de velocidad de corte ( $V_s$ ), con los pesos volumétricos de los materiales que conforman las unidades estratigráficas (Manilla et al., 2003).

De los ensayos geofísicos realizados, se cuenta con registro de velocidades de ondas de compresión ( $V_p$ ), mas no de las velocidades de corte  $V_s$ , por lo que se inicia con el cálculo de estos valores. Para esto, se emplea la expresión formulada por (Kumar et al.,

2016), para suelos tipo arcilla dura (stiff clay), para un rango de valores de  $N_{SPT}$  entre 6-30. Dicha expresión se presenta a continuación:

$$V_s = 46.25 + 3.125 N$$

Donde:

$V_s$ = Velocidad cortante (m/s)

$N$ = Número de golpes SPT

La relación de Poisson ( $\mu_d$ ) se determina mediante la siguiente expresión:

$$\mu_d = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 * \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}$$

Donde:

$\mu_d$ = Coeficiente de relación de Poisson dinámico (adimensional)

$V_s$ = Velocidad cortante (m/s)

$N$ = Número de golpes SPT

El módulo de corte ( $G$ ), se determina correlacionando la densidad y las velocidades de corte del material, como se indica a continuación:

$$G = \frac{\gamma}{g} * V_s^2$$

Donde:

$G$ = Módulo de corte ( $\text{kN/m}^2$ )

$\gamma$ = Peso específico ( $\text{kN/m}^3$ )

$g$ = Gravedad específica ( $\text{m/s}^2$ )

$V_s$ = Velocidad ondas S (m/s)

En el caso del módulo de elasticidad dinámico ( $E_{din}$ ), se obtiene a partir de la siguiente relación:

$$E_{din} = 2 * G(1 + \mu_d)$$

Donde:

$E_{din}$ = Módulo de elasticidad dinámico ( $\text{kN/m}^2$ )

$G$ = Módulo de corte ( $\text{kN/m}^2$ )

$\mu_d$ = Coeficiente de relación de Poisson dinámico (adimensional)

Se tiene que el módulo de elasticidad dinámica está entre 1.5 a 2.5 veces el módulo de elasticidad estático, por lo que se adopta la siguiente relación:

$$E_{estático} = \frac{E_{din}}{2.5}$$

En la Tabla 2.1 se presentan los valores obtenidos de los parámetros antes indicados.

**Tabla 2.1 Resumen de propiedades dinámicas obtenidas (Fuente: Elaboración propia)**

Descripción	Tipo de material		Potencia estimada (m)	Consistencia	Propiedades dinámicas			E estático (MPa)
					$\mu_d$	G ( $\text{kN/m}^2$ )	$E_{din}$ (MPa)	
Suelo - QC1	Coluvión, capa superior	Arcilla altamente plástica, de consistencia blanda	6.00-10.00	Media	0.49	8612.66	25.59	10.24
Suelo - QC2	Coluvión, capa inferior	Arcilla de alta plasticidad de consistencia más firme	10.00-22.00	Rígida	0.49	16264.37	48.62	19.45
Mz	Substrato rocoso	Limolitas, Fm. Azogues	>22.00	Muy rígida	0.50	106587.04	318.83	127.53
Al	Terraza Aluvial	Aluvial	No determinado	Rígido	0.3	109280.34	284.13	113.65

### 2.2.2 Determinación de parámetros geomecánicos

Los parámetros de resistencia como la cohesión y el ángulo de fricción, se determinan a partir de las correlaciones existentes con el número de golpes  $N_{SPT}$ , para esto se emplean las relaciones establecidas por (Kumar et al., 2016), tomando en cuenta que el autor ha realizado la validación de las mismas con valores experimentales de la literatura existente, este factor es importante para la confiabilidad de los resultados obtenidos.

La cohesión se determina mediante la aplicación de la siguiente expresión:

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

Donde:

$c$ = cohesión (kPa)

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

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

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

Donde:

$\phi$ = ángulo de fricción (°)

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

El peso específico se determina mediante la siguiente expresión:

$$\gamma = 0.01516 * Vp^{0.5} + 1.3$$

Donde:

$\gamma$  = Peso específico (kN/(m<sup>3</sup>))

Vp= Velocidad de onda compresional (m/s)

En la Tabla 2.2, se muestran los valores obtenidos de cada parámetro, mediante las correlaciones antes indicadas, para los cuatro tipos de litologías que conforman el Perfil A-A (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

**Tabla 2.2 Resumen de parámetros geomecánicos (Fuente: Elaboración propia)**

Descripción	Tipo de material		Propiedades geomecánicas			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	K (cm/s)	$\phi$ (°)	C (kN/m <sup>2</sup> )
Suelo - QC1	Coluvión, capa superior	Arcilla altamente plástica, de consistencia blanda	15.8	1,37 x 10-5	30	9
Suelo - QC2	Coluvión, capa inferior	Arcilla de alta plasticidad de consistencia más firme	17.3	8,75 x 10-6	32	18
Mz	Substrato rocoso	Limolitas, Azogues, Limolitas, Fm.	20.1	3,43x10-6	44	102
*Al	Terraza Aluvial		20*		35*	0*

\*Datos tomado de informe (MTOP, 2011).

Para el caso de la capa denominada “Suelo-Qc2”, es preciso anotar que los valores mostrados en la Tabla 2.2 son referenciales, debido a que este estrato se considera como la capa débil de la sección: Los valores de los parámetros correspondientes se obtienen más adelante, a partir del análisis inverso respectivo.



## 2.3 Elaboración de modelos geotécnicos, análisis inverso

### 2.3.1 Definición de las secciones para análisis

Una vez determinadas las características geotécnicas del subsuelo existente, se procede a definir el perfil de la sección de análisis. De acuerdo a las recomendaciones de (M. Hussain et al., 2010), ésta sección debe estar ubicada de forma paralela y en dirección del movimiento, además de incluir las unidades litológicas y las estructuras como fallas, discordancias, niveles freáticos, que determinen el comportamiento de la misma

De acuerdo a lo indicado, de la tres secciones geológicas (Perfil A-A', Perfil B-B' y Perfil C-C'), presentadas en el informe de (MTO, 2011), se determina que la sección más representativa corresponde al perfil A-A' (Figura 1.9.), con una longitud aproximada de 600 m, orientado en dirección noroeste y en la que se distinguen las cuatro capas de estratos, además de que coincide con la dirección del movimiento.

La geometría de la sección al momento de la falla se obtiene tomando como base las secciones cercanas al área de influencia del deslizamiento.

La ubicación de la superficie de falla, se obtiene a partir de las correlaciones realizadas entre los datos de los ensayos de geofísica y perforaciones, con los obtenidos mediante el levantamiento geológico respectivo, según lo reportado en el informe del (MTO, 2011). En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se encuentra representada en línea de color rojo esta superficie, pudiéndose notar que se encuentra en el límite comprendido entre el borde superior del basamento de la formación Azogues con la parte inferior del depósito coluvial (Suelo- Qc2).

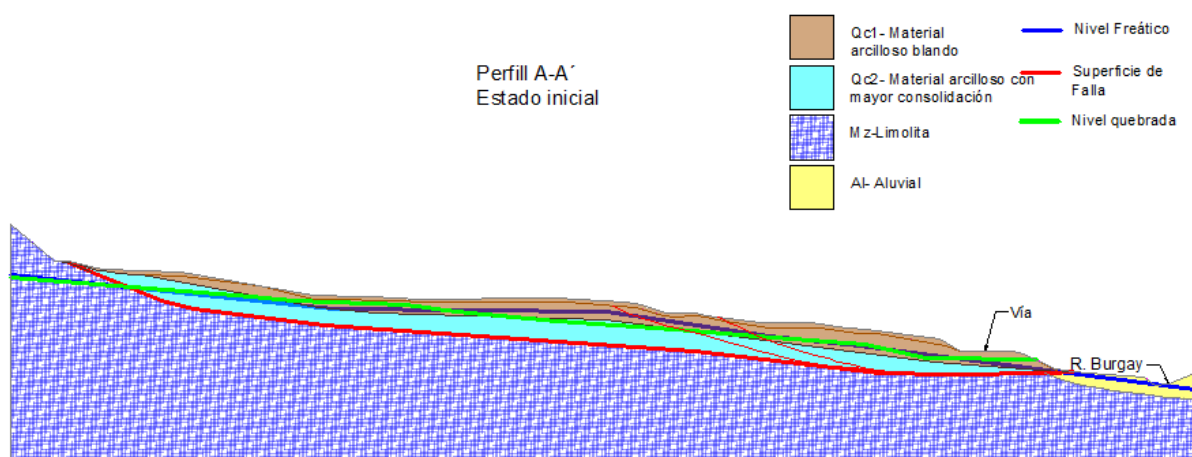


Figura 2.1 Esquema de perfil A-A', deslizamiento Quemandel (adaptado de (MTO, 2011))

### 2.3.1 Selección de método de análisis

Para el caso del análisis de estabilidad del talud, tanto determinístico como probabilístico, mediante métodos de equilibrio límite, se emplea el método de cálculo de Morgenstern y Price (1965), tomando en cuenta un sistema de equilibrio entre fuerzas y momentos, y una superficie de falla no circular, como se indicó en la sección 1.6.1.1.

Mientras tanto, para la ejecución del análisis mediante métodos de elementos finitos, se emplea lo indicado en la sección 1.6.1.2, y por tanto se emplea el método de reducción de resistencia al cortante (SSRFEM). La superficie de falla es uno de los resultados que se obtienen de la modelación en este caso, por lo que tanto no es un dato de entrada en este método.

### 2.4 Delimitación de las condiciones de frontera para elaboración del modelo geotécnico para análisis en 2D.

La delimitación de las condiciones de frontera del modelo geotécnico a emplear, para los análisis descritos en la sección 1.6, tanto en el programa informático Slide Model, como en Phase2, son descritos de forma sintetizada a continuación:

**Modelación en Slide Model:** En este primer punto, se indica el proceso seguido en el programa Slide Model, para el ingreso de datos, que es similar para el análisis determinístico como para el probabilístico.

- **Geometría del talud y propiedades geotécnicas:** Como primer paso, se ingresan los datos correspondientes a la geometría del talud, así como la delimitación y asignación de las características geotécnicas de los materiales (cohesión, ángulo de fricción, peso específico), que conforman las unidades del modelo, respectivamente.
- **Nivel freático:** Luego, se ingresa las características geométricas del nivel freático, y se definen cuáles son los estratos que están afectados por la presencia del mismo.

Para considerar la pérdida de carga, debido a la filtración, cuando no se tiene estudios más detallados de esta condición, Slide Model permite simular esta condición mediante la opción “Hu”, que se encuentra dentro del menú para ingreso de las características de los materiales.

En este caso, entre las opciones existentes se escoge la opción “Auto”, debido a que esta opción hace que el software calcule directamente los valores de

infiltración a partir de la medición de las alturas de la superficie de agua, en determinado punto.

- **Método de análisis:** El método de cálculo a emplear para el análisis de la estabilidad de talud, es el correspondiente al “GLE/Morgenstern Price”. Para definirlo, mediante el ingreso en la pestaña “Analysis”, en la opción “Project Settings” se selecciona este método, y se definen las opciones de convergencia del modelo, que en este caso son las siguientes: Número de dovelas igual a 50, con un número máximo de 100 iteraciones.

- **Superficie de falla:** El ingreso de la superficie de falla definida, se realiza tomando en cuenta las recomendaciones de (Rocscience Inc., 2002). Se tiene como referencia que la superficie de falla del sitio es de tipo “no circular”, y que la “capa débil” del perfil analizado (Suelo Qc-2), está bien identificada.

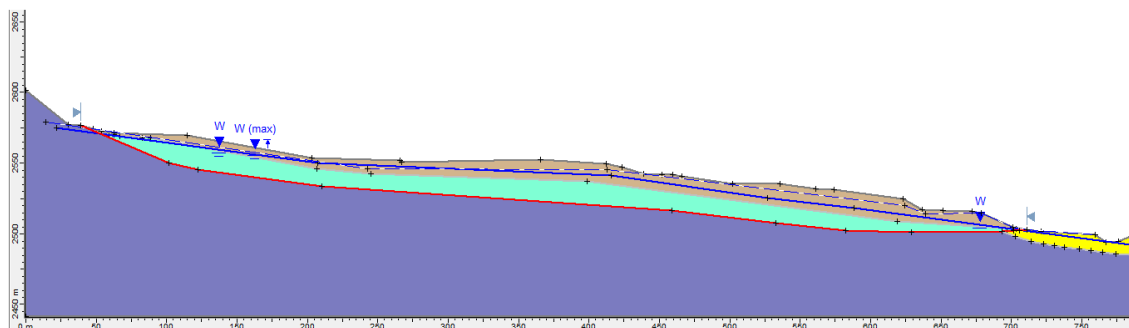
Por lo anterior, la opción más adecuada para simular esta condición es la denominada “Block Search”.

Para activarla, se ingresa en la pestaña “Surface Options”, aquí se escoge el tipo y método de búsqueda de la superficie de falla, es decir “Non circular”, y “Block Search”, respectivamente.

La representación de la superficie de falla estimada se realiza mediante la opción “Add Surface”, con la cual de forma gráfica se ingresa las características geométricas estimadas de la misma. Esta opción, permite guiar al programa en la búsqueda de la superficie de deslizamiento, debido a que obliga que las superficies generadas en la simulación pasen por los vértices generados. En este caso, se establece un número de superficies de falla igual a 1000, debido a que si bien es cierto que se tiene como dato la forma y posición de la superficie de deslizamiento, el software requiere realizar varias iteraciones para lograr obtener la superficie que dé como resultado el menor factor de seguridad.

Una opción interesante que tiene el programa Slide Model, es la opción de “Optimize Surface”, en esta pestaña se establece si la superficie a optimizar corresponde a la mínima global, a todas, o para un rango de factores de seguridad determinado, esta opción hace que el programa de forma iterativa realice la búsqueda más óptima de la superficie que presente el factor de seguridad más bajo, en las condiciones planteadas.

En la Figura 2.2 se presenta el esquema del modelo geotécnico construido en el programa Slide Model, el cual es empleado tanto para el análisis determinístico como probabilístico del talud en estudio.



**Figura 2.2 Esquema de la sección geotécnica de análisis generada en el programa Slide ( Fuente ( elaboración propia)**

**Modelación en Phase2:** En este apartado, se describe el proceso seguido en el programa Phase2 para el ingreso de datos, previo a la modelación respectiva.

- **Geometría del talud y propiedades geotécnicas:** El modelo geotécnico generado en Slide Model, es importado al programa Phase2 mediante la opción “Import”, ubicada en la pestaña “File”.  
Para la modelación en elementos finitos, se requieren parámetros adicionales, como los relacionados a las propiedades dinámicas (módulo de Young, relación de Poisson) de las unidades que conforman la sección. En la Tabla 2.1 se registran los parámetros con sus respectivos valores, los cuales son ingresados al modelo.
- **Tipo de modelo:** Se asume que se trata de un material isótropo por lo que las propiedades elásticas del material, permanecen constantes, y están definidas por un único valor para el módulo de Young y para el coeficiente de Poisson.
- **Criterio de falla y condiciones iniciales de carga:** Para este análisis se escoge el criterio de falla de Mohr Coulomb, y se considera que el material es de tipo plástico. Las condiciones iniciales de carga, se asumen que son debidas únicamente al peso propio de los materiales, por tanto, se escoge la opción “body force only”.
- **Tipo de mallado y discretización:** El modelo ingresado, debe ser dividido en varios elementos, interconectados entre sí mediante nodos. Para esto es

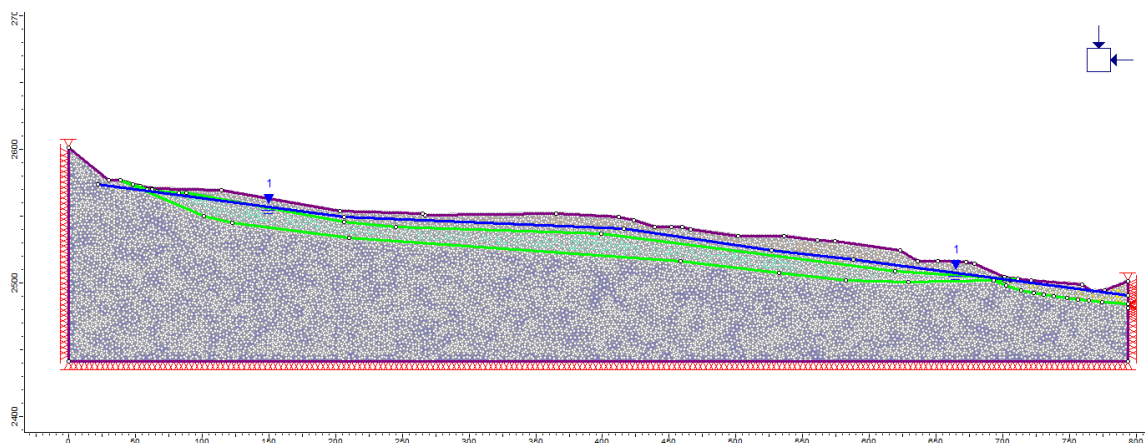
necesario escoger el tipo de mallado, tipo de elemento y el número de elementos que conforman la malla, de la región geométrica ingresada.

De acuerdo a (Saénz González, 2013), para un análisis de deformaciones normal, un triángulo de 6 nodos y un número mínimo de elementos (al menos 1500) da buenos resultados. Para este caso se escoge el tipo de nodo indicado, para un tipo de malla uniforme, conformada por 3000.

**Condiciones de borde:** En los nodos que pueden desplazarse, se aplican restricciones de movimiento tanto en “x” como en “y”, en los nodos de los bordes laterales e inferiores del modelo

- **Superficie de falla:** En este tipo de análisis no se ingresa la forma o datos relacionados con la superficie de falla crítica, debido a que esta es calculada automáticamente por el programa, en función de los desplazamientos o deformaciones totales.
- **Factor de reducción de resistencia, SRF y probabilidad de falla:** Para que el programa calcule el factor SRF, en el menú “Analysis”, en la pestaña “Project Settings”, se activa la opción “Strength reduction”. En el mismo menú, se activa la opción Probabilistic Analysis (Rosenblueth’s Point Stimete Method), para la modelación probabilística respectiva.

En la Figura 2.3 se presenta el esquema del modelo geotécnico construido en el programa Phase2, el cual es empleado tanto para el análisis determinístico como probabilístico del talud. Los resultados obtenidos y el análisis respectivo, se presentan más adelante.



**Figura 2.3 Esquema de la sección geotécnica de análisis generada en el programa Phase2.**

## 2.5 Definición de los diferentes escenarios para la determinación de las combinaciones de cohesión y fricción mediante el análisis inverso.

Se plantean cinco escenarios para realizar el análisis inverso determinístico de los parámetros correspondientes a la cohesión y ángulo de fricción, de la capa “Suelo Qc-2” (Figura 2.1). En cada uno se ha variado la altura del nivel freático a partir del nivel actual. Dichos escenarios se muestran a continuación en la Tabla 2.3:

**Tabla 2.3 Escenarios planteados para la determinación de las combinaciones de parámetros para el análisis inverso (Fuente: Elaboración propia).**

No. Escenarios	Condición	Variación Nivel freático
1	Condiciones no drenadas: Ángulo de fricción igual a 0, varía cohesión	Alto= 3.40 metros desde el nivel freático actual
		Medio=1.70 metros desde el nivel freático actual
		Mínimo= Nivel freático actual
2	Condiciones Drenadas: Cohesión igual a 0, ángulo de fricción varía	Alto= 3.40 metros desde el nivel freático actual
		Medio=1.70 metros desde el nivel freático actual
		Mínimo= Nivel freático actual
3	Variación de Cohesión y Fricción	Alto= 3.40 metros desde el nivel freático actual
		Medio=1.70 metros desde el nivel freático actual
		Mínimo= Nivel freático actual
4	Condición pseudoestática, coeficiente sísmico horizontal = 0.15g	Alto= 3.40 metros desde el nivel freático actual
		Medio=1.70 metros desde el nivel freático actual
		Mínimo= Nivel freático actual
5	Condición pseudoestática, coeficiente sísmico horizontal= 0.25g	Alto= 3.40 metros desde el nivel freático actual
		Medio=1.70 metros desde el nivel freático actual
		Mínimo= Nivel freático actual

En cada caso, se realiza la modelación respectiva en Slide, y mediante un proceso iterativo de “prueba y error” se obtienen las combinaciones de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción, para la superficie de falla dada y un factor de seguridad igual a la unidad. Los resultados obtenidos se presentan en el siguiente capítulo.

## 2.6 Definición de las combinaciones de parámetros determinados como aleatorios, en el análisis inverso.

De acuerdo a lo indicado en la sección 1.6.4.2 las variables aleatorias a utilizar, tanto en el análisis de sensibilidad como probabilístico, son la cohesión, ángulo de fricción y peso específico. Los rangos de variación de dichos parámetros, los valores promedio y el tipo de distribución se muestran en la Tabla 2.4.

**Tabla 2.4 Valores de variables aleatorias para modelación (Fuente: Elaboración propia)**

Tipo de Parámetro	Rango de variación	Valor promedio	Desviación estándar	Tipo de distribución
Peso específico	13-20 kN/m <sup>3</sup>	17 kN/m <sup>3</sup>	2	Normal
Cohesión	2-40 kN/m <sup>2</sup>	22 kN/m <sup>2</sup>	11	Normal
Ángulo de fricción	20-40°	29°	5	Normal

## 2.7 Análisis de sensibilidad para identificar los parámetros que tienen la influencia más significativa en resultados de estabilidad.

Para el análisis de sensibilidad, se consideran las variables aleatorias mostradas en la Tabla 2.4. Adicionalmente, se incorporan en el análisis el efecto de la sismicidad y el nivel freático.

En el caso de la sismicidad, se toma un rango de variación del coeficiente sísmico entre 0.15g a 0.25g, mientras que para el nivel freático se simula una variación que va desde el nivel existente hasta una altura máxima limitada por la superficie del talud.

En el programa Slide, esta opción se activa ingresando en el menú “Analysis”, pestaña “Project Settings”, en la cual se ingresa en la función “Statics”, y se escoge la opción “Sensitivity Analysis”.

## 2.8 Análisis de estabilidad para diferentes escenarios

Para realizar el análisis de estabilidad mediante la aplicación de métodos probabilísticos (Mandal, J. et al., 2017) recomienda seguir los siguientes pasos:

Primero, se escoge el método de muestreo y el número de muestras. En este caso se escoge la simulación de Montecarlo para el análisis por equilibrio límite, y el método de Punto Estimado para la aplicación del método de elementos finitos.

Segundo, se selecciona el tipo de análisis a realizar, en este caso se escoge la categoría “Global Minimum”, mediante la cual el análisis probabilístico se realiza en la superficie de deslizamiento mínima global que ha sido determinada en el análisis determinista.

Tercero, se seleccionan los parámetros de entrada que son considerados como variables aleatorias, con sus respectivas distribuciones estadísticas (valores promedio, desviación estándar, varianza, etc).

Una vez definidas las variables aleatorias, se continúa con el procesamiento de datos, para la obtención de resultados.

En función de la distribución estadística, método y número de muestras (N) empleado, se generan un número N de muestras para cada variable aleatoria, y por lo tanto un número N de combinaciones. Para cada combinación se realiza un análisis probabilístico iterativo del factor de seguridad, en la superficie de deslizamiento previamente definida.

Para el caso de estudio, no se cuenta con la información detallada de muestras de laboratorio, por lo que para aplicar el método de la simulación de Montecarlo y Punto estimado, se realiza lo siguiente:

- Los valores promedio o medio de la capa “Suelo Qc-2”, se obtienen a partir del análisis inverso determinístico.
- Para la determinación del coeficiente de variación (COV) de los parámetros de cohesión y fricción, se analiza si los rangos de varianza de los parámetros obtenidos en el punto anterior, están dentro de los rangos establecidos en la literatura (Tabla 1.10), de lo contrario, de acuerdo a la recomendación de por lo que se adopta un COV de 20% para la cohesión y de COV de 5% para el ángulo de fricción, asumiendo de esta manera que la variación es mínima.
- Por lo tanto, la desviación estándar de cada parámetro se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\mu = COV * \sigma$$

- Para el análisis probabilístico, en el programa Slide Model, se procede de forma similar a lo indicado en la sección **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** para el análisis de sensibilidad. En este caso, se escoge la opción “Probabilistic Analysis”, se ingresan los datos relacionados con el número de muestreo, se activa la opción “Pseudo Random Constant Number”, que se localiza



en la pestaña “Random Number Generation”, esto para que las variables aleatorias se generen una sola vez y no cambien en cada simulación a realizar. En la opción “Statics” se ingresan los valores promedio, desviación estándar y relaciones máximas y mínimas de los parámetros aleatorios.

- El programa realiza la generación automática de valores aleatorios y realiza la estimación de la función de probabilidad de falla de talud.

Adicionalmente, el grado de precisión de la simulación de Montecarlo, depende del número de muestreo o iteraciones que se realicen. Luego del análisis, el número de iteraciones varía entre 5000 hasta los 10000, una vez que la diferencia entre los porcentajes de probabilidad de falla obtenidos, presentan una diferencia menor al 5%.

# CAPÍTULO 3

## 3 RESULTADOS Y ANÁLISIS

En este capítulo, se detallan los resultados obtenidos de los diferentes análisis realizados, así como se hace una evaluación de los mismos.

Se inicia la revisión de la estabilidad del talud “Quemandel”, considerando los parámetros de resistencia cortante que fueron obtenidos mediante las correlaciones empíricas con el registro del número de golpes del ensayo SPT, de la capa débil “Qc-2” (sección 2.2.2), debido a que se consideran altos (cohesión igual a 18 kPa, ángulo de fricción igual a 32°), tomando en cuenta el movimiento registrado en sitio.

Se continúa con la revisión de las combinaciones de cohesión y ángulo de fricción, obtenidos mediante la aplicación del análisis inverso determinístico para los cinco escenarios planteados, con las respectivas variaciones del nivel freático (mínimo, medio y alto).

A partir de la información de los parámetros de resistencia cortante obtenidos, se hace un recuento de las consideraciones establecidas en la literatura para aplicar el método de análisis inverso, y de esta manera determinar cuáles son los parámetros más adecuados.

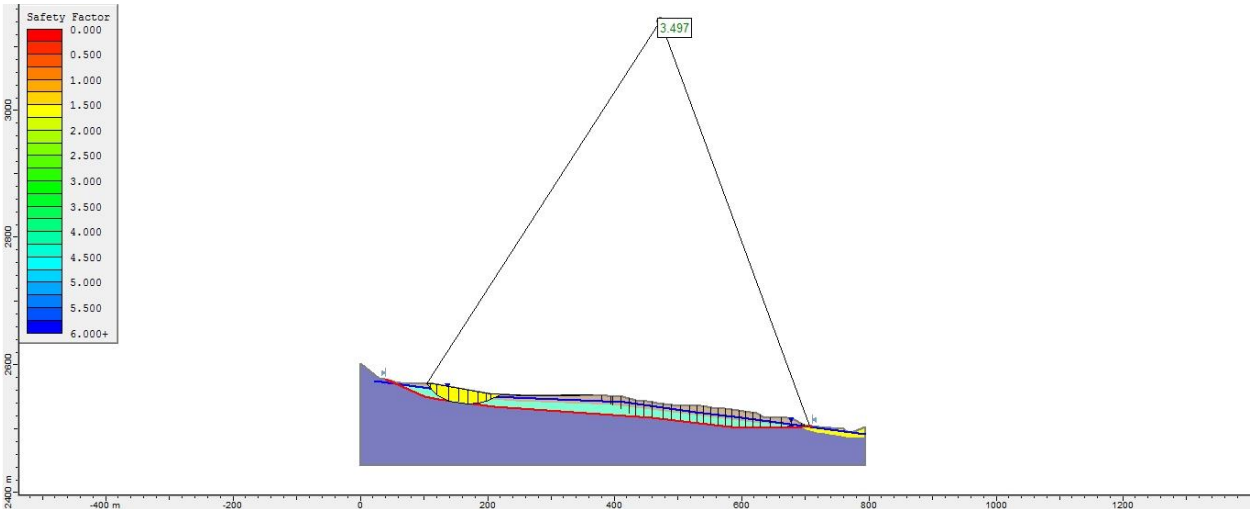
Seguidamente, se realiza la aplicación del análisis inverso mediante métodos de elementos finitos, partiendo de los resultados obtenidos del método de equilibrio límite. Destacándose en esta sección la obtención de la superficie de falla a partir de la modelación realizada, así como la probabilidad de falla del talud.

Con la finalidad de determinar cuál es el grado de influencia en la estabilidad de un talud, la variabilidad de los parámetros de la resistencia, como la cohesión, ángulo de fricción y peso específico, así como de las condiciones del nivel freático y la acción sísmica, se evalúan los resultados obtenidos mediante del análisis de sensibilidad respectivo.

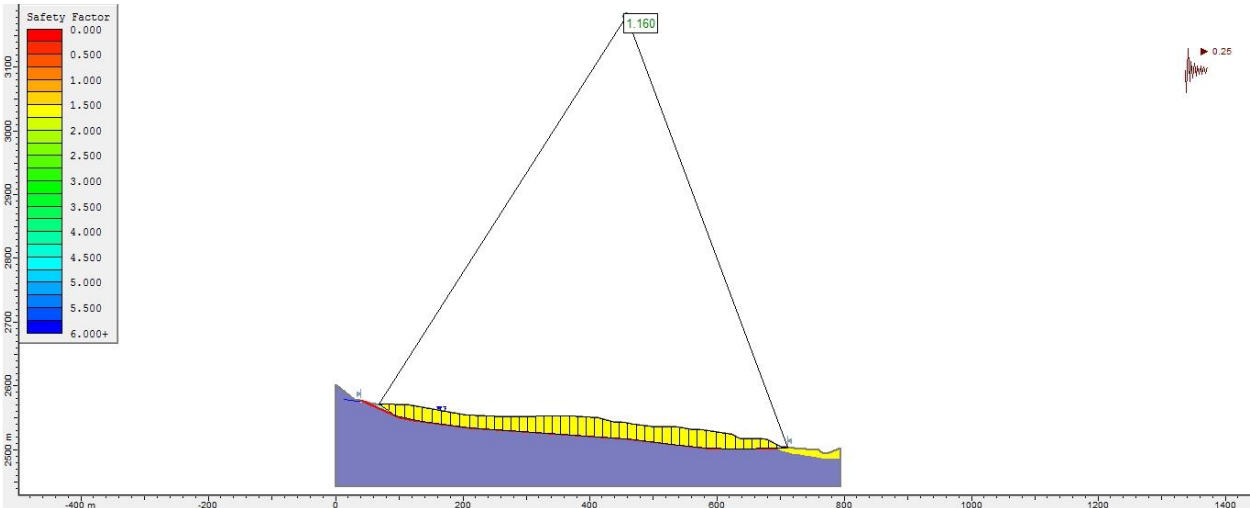
Finalmente, se presentan los resultados y el análisis pertinente de la aplicación de la simulación de Montecarlo, obteniendo la función de densidad de probabilidad de falla del factor de seguridad, y por tanto la respectiva probabilidad de falla del talud.

### 3.1 Análisis de estabilidad de talud con parámetros obtenidos de correlación del número de número de golpes SPT

Con los valores de los parámetros obtenidos en la sección 2.2.2 para la capa “Suelo-Qc2 (cohesión igual a 18kPa, ángulo de fricción igual a 32°) se efectuó el análisis de estabilidad del talud, en condiciones estáticas (Figura 3.1) y pseudoestáticas (coeficiente sísmico igual a 0.25g) (Figura 3.2). Los valores obtenidos del factor de seguridad se encuentran entre 3.497 y 1.16, respectivamente.



**Figura 3.1 Resultados del análisis de estabilidad del talud, en condiciones estáticas, nivel freático mínimo (actual). Factor de seguridad igual a 3.497 (Fuente: Elaboración propia).**



**Figura 3.2 Resultados del análisis de estabilidad del talud, en condiciones pseudoestáticas, nivel freático mínimo (actual). Factor de seguridad igual a 1.16 (Fuente: Elaboración propia).**

Los resultados obtenidos indican que las condiciones del talud son estables; sin embargo, no son concordantes con el movimiento que se observa en el sitio de estudio. Por lo anterior, se reafirma la necesidad de emplear el análisis inverso para la determinación de los parámetros resistentes, y de esta forma inferir cuales pudieron ser las razones para que se desarrolle el movimiento.

### 3.2 Análisis inverso para el caso de estudio “Deslizamiento Quemandel”, método determinístico

El análisis inverso determinístico, como se indicó anteriormente, consiste en un proceso iterativo, en el que, para cada escenario planteado, mediante un proceso de “prueba y error”, se obtiene un par de valores de la cohesión y el ángulo de fricción, para una superficie de falla lo más cercana posible a la determinada en campo, y asumiendo un factor de seguridad igual a la unidad.

En la Tabla 3.1 se presentan los resultados obtenidos del análisis inverso realizado, para cada uno de los diferentes escenarios que fueron planteados en la Tabla 2.3. En el Anexo 1 se presentan las gráficas de salidas para cada análisis presentado.

**Tabla 3.1 Resultados obtenidos del análisis inverso, para diferentes escenarios (Fuente: Elaboración propia).**

No. Escenario	Condición	Variación Nivel freático	Cohesión	Ángulo de fricción
1	Condiciones no drenadas: Ángulo de fricción igual a 0, varía cohesión	Alto= 3.40 metros desde el nivel freático actual	35.70	0
		Medio=1.70 metros desde el nivel freático actual	35.72	0
		Mínimo= Nivel freático actual	35.67	0
2	Condiciones Drenadas: Cohesión igual a 0, ángulo de fricción varía	Alto= 3.40 metros desde el nivel freático actual	0	11.94
		Medio=1.70 metros desde el nivel freático actual	0	10.73
		Mínimo= Nivel freático actual	0	9.84
3	Variación de Cohesión y Fricción	Alto= 3.40 metros desde el nivel freático actual	18.62	5.06
		Medio=1.70 metros desde el nivel freático actual	19.76	4.72
		Mínimo= Nivel freático actual	17.92	4.74
4	Condición pseudoestática, coeficiente sísmico horizontal= 0.15g,	Alto= 3.40 metros desde el nivel freático actual	23.34	20.04
		Medio=1.70 metros desde el nivel freático actual	20.1	19.37

No. Escenario	Condición	Variación Nivel freático	Cohesión	Ángulo de fricción
		Mínimo= Nivel freático actual	18.1	18.41
4.1	Condición pseudoestática, coeficiente sísmico horizontal= 0.25g,	Alto= 3.40 metros desde el nivel freático actual	20	30.75
		Medio=1.70 metros desde el nivel freático actual	20	28.60
		Mínimo= Nivel freático actual	20	26.62

Como se puede observar en la Tabla 3.1, para cada escenario se han obtenido diferentes pares de valores de cohesión con su respectivo ángulo de fricción. El proceso para llegar a determinarlos, ha partido principalmente de la premisa de que el factor de seguridad obtenido sea igual a la unidad, y que la superficie de deslizamiento obtenida sea igual o lo más similar a la determinada in situ.

Luego de haber realizado varios procesos iterativos para determinar las diferentes combinaciones, ha sido posible notar la influencia que tienen los parámetros en la forma de las superficies de falla, por ejemplo, la variación de los valores de la cohesión influyen principalmente en las superficies de falla de tipo superficial, mientras que para las de tipo más profundo, el ángulo de fricción es el parámetro más crítico. Siendo este último factor, el más crítico para el tipo de superficie de falla planteada.

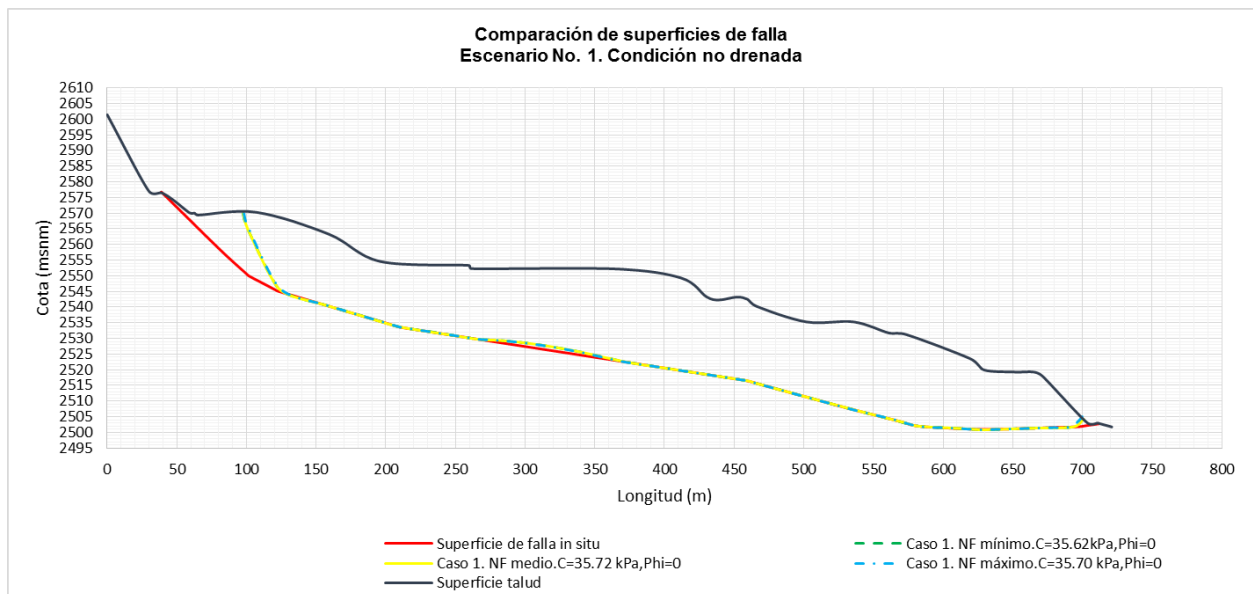
De acuerdo a (Manzoor, H., 2010), la superficie de falla in situ es la base para determinar la idoneidad de las combinaciones de parámetros obtenidos, en caso de que existan errores al determinarla esto influirá en los resultados, debido a que se pueden obtener condiciones de equilibrio diferentes a las que realmente ocurren en campo. Tomando en cuenta esta condición, uno de los primeros análisis a realizar, es determinar cuál o cuáles de las superficies de fallas obtenidas para cada combinación, es la más similar a la superficie de falla determinada in situ, en cada escenario planteado.

A continuación, se presentan los resultados de una manera más detallada de los diferentes escenarios.

### 3.2.1 Escenario 1. Condición no drenada

En la Figura 3.3 se muestran las tres superficies de fallas obtenidas, en condiciones no drenadas y bajo condiciones de nivel freático alto, medio y mínimo. En este punto, es preciso indicar que en todos los escenarios planteados se ha variado el nivel freático, considerando que el nivel mínimo corresponde al nivel freático encontrado in situ, que

de cierta manera permanece en un régimen estable por la quebrada que pasa por el flanco occidental del deslizamiento. Para la determinación del nivel medio, se ha asumido que desde la parte central de la línea del nivel freático existen un incremento en la altura del agua de 1.70 m, y para el nivel alto, este es de 3.40 m. De forma visual, se puede notar que este último nivel está prácticamente en la superficie externa del deslizamiento, y ocurriría en condiciones de lluvia intensa. El mismo criterio ha sido empleado para los cinco escenarios planteados.



**Figura 3.3 Comparación de superficies de falla Escenario No. 1. Condición no drenada (Fuente: Elaboración propia).**

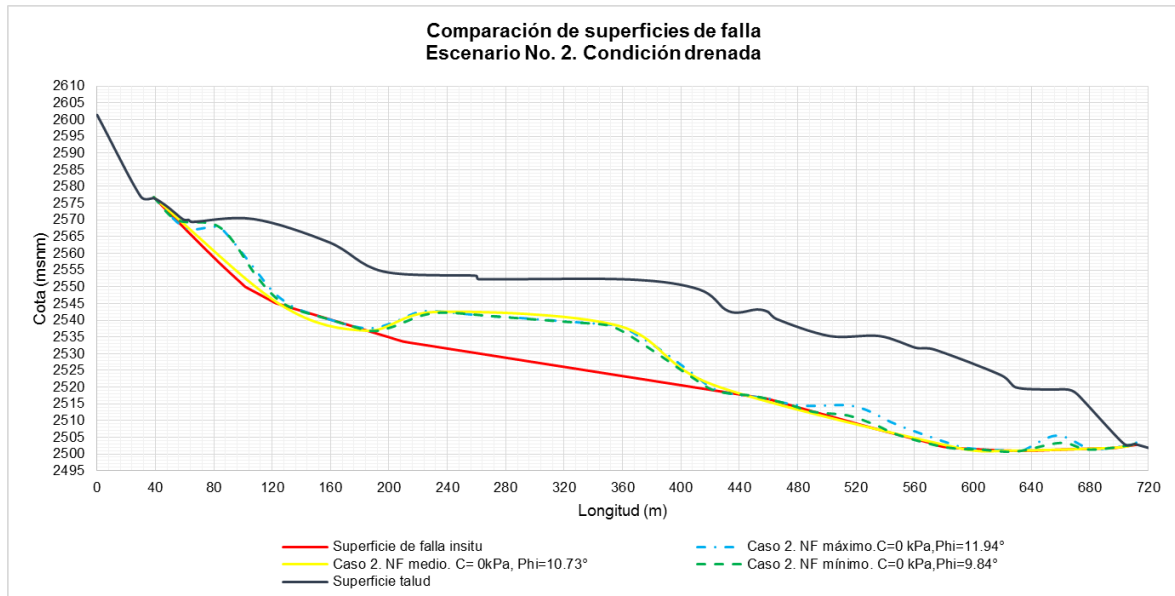
Las combinaciones obtenidas, así como las respectivas superficies de falla para este escenario, prácticamente son las mismas. Las superficies de falla presentan gran similitud a la determinada in situ.

La diferencia más notoria se da en el inicio de las superficies de falla calculadas, debido a que estas inician en la longitud 100 m y no a los 40 m. Se infiere, que el comportamiento presentado puede deberse a las características particulares de los materiales presentes en esta zona. Como se ha indicado la variabilidad espacial de los materiales es un factor importante a importante considerar, ya que influye directamente en los valores obtenidos.

Los valores de cohesión obtenidos varían entre 35.62-35.72°, para un ángulo de fricción igual a 0°.

### 3.2.2 Escenario 2. Condición drenada

En la Figura 3.4 se muestran las tres superficies de falla obtenidas, en condiciones drenadas y bajo condiciones de nivel freático alto, medio y mínimo.



**Figura 3.4 Comparación de superficies de falla Escenario No. 2. Condición drenada (Fuente: Elaboración propia)**

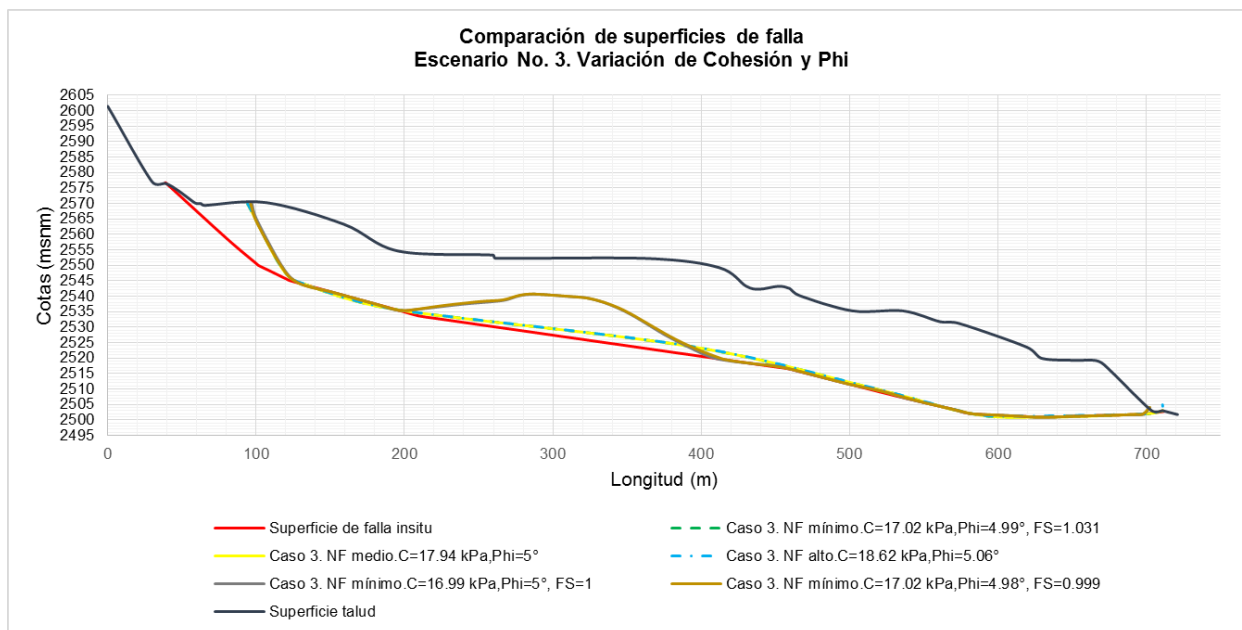
En la Figura 3.4, es posible notar que para las tres condiciones de nivel freático, las superficies de falla obtenidas son similares entre sí; sin embargo, aproximadamente en el tercio medio de la longitud de la sección, presentan una disminución en la profundidad de acción con respecto a la determinada in situ.

Se infiere que la forma de la superficie de falla obtenida, puede deberse a la condición de que la cohesión es igual a 0 kPa, ya que se trata de un material arcillo-limoso. Luego de realizar varios análisis, se puede decir que la cohesión influye tanto en la forma de la superficie de deslizamiento como en el factor de seguridad obtenido.

Los valores de los ángulos de fricción obtenidos varían entre 9.8-12°, para valores de cohesión de 0 kPa.

### 3.2.3 Escenario 3. Variación de cohesión y ángulo de fricción

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestran las tres superficies de falla obtenidas, en este caso se han variado los valores de la cohesión y del ángulo de fricción para obtener las combinaciones respectivas, al igual que en los casos anteriores, se han planteado condiciones de nivel freático alto, medio y mínimo.



**Figura 3.5 Comparación de superficies de falla Escenario No. 3. Variación de cohesión y ángulo de fricción (Fuente: Elaboración propia)**

Luego de realizar varias iteraciones, para determinar las combinaciones que presenten la superficie de falla lo más parecida a la determinada in situ, es posible indicar que variaciones mínimas tanto de la cohesión como del ángulo de fricción influyen notablemente en la forma de la superficie de falla resultante.

En el caso del nivel freático medio, para la combinación planteada, el factor de seguridad es igual a 1.013, ligeramente mayor a la unidad, para una cohesión de 17.94 kPa y un ángulo de fricción de 5°. En este caso, al variar en décimas los valores indicados, se pueden obtener factores de seguridad iguales a la unidad; sin embargo, las superficies de falla obtenidas son similares a las encontradas para los casos de nivel freático mínimo, medio y máximo del Escenario No. 02.

Por otro lado, en la determinación de la combinación de parámetros para el nivel freático mínimo se presenta algo similar a lo antes indicado. Como ejemplo, en la Tabla 3.2 se presentan algunas de las combinaciones obtenidas de la cohesión y ángulo de fricción, con su respectivo factor de seguridad, para un nivel freático mínimo.



**Tabla 3.2 Variación del factor de seguridad en función de la cohesión y ángulo de fricción, nivel freático mínimo (Fuente: Elaboración propia).**

No. combinación	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción (°)	Factor de seguridad
1	16.99	5	1
2	17.02	4.98	0.999
3	17.02	4.99	1.032

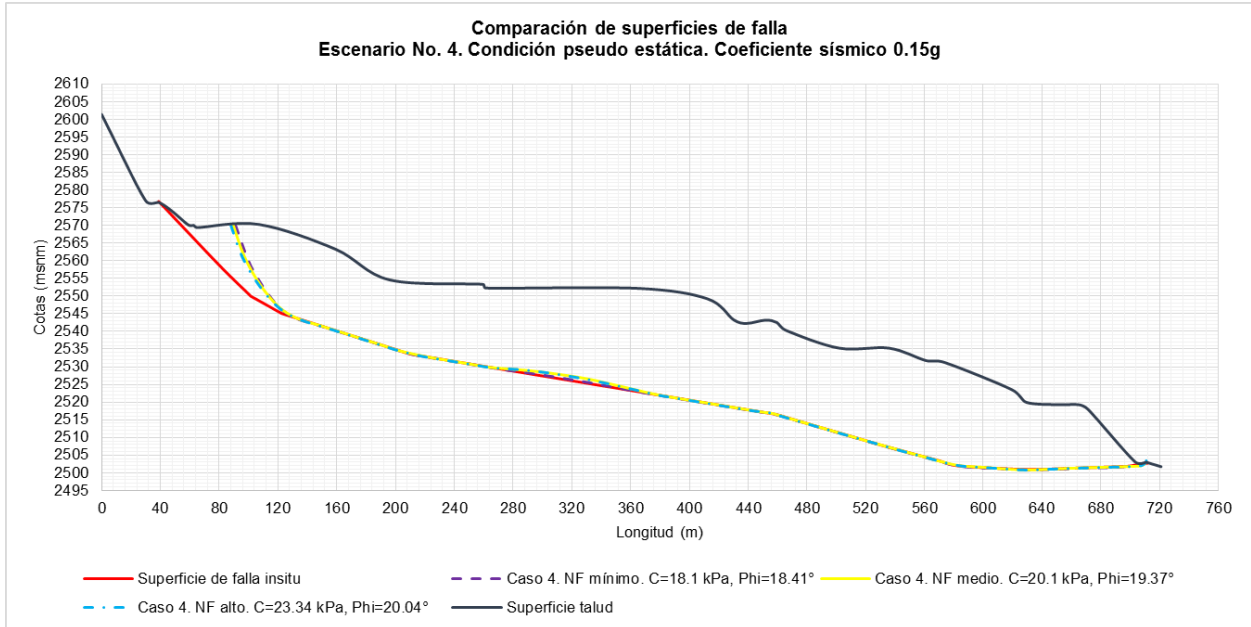
De las combinaciones presentadas en la Tabla 3.2, la que genera la superficie de falla más similar a la determinada in situ, corresponde a la No. 3; sin embargo, el factor de seguridad no es igual a la unidad. Las tres combinaciones mostradas tienen diferencias mínimas en los valores de los parámetros obtenidos, vale la pena notar que, para las combinaciones No. 1 y No. 2, aunque el factor de seguridad es igual a la unidad, las superficies de falla encontradas difieren de la buscada en el análisis determinístico, como se puede observar en la Figura 3.5.

En este escenario, los valores de la cohesión varían entre 17-18.6 kPa, mientras que los ángulos de fricción están por los 5°. En este caso, la combinación que presenta la superficie de falla más similar a la determinada in situ, es la correspondiente al nivel freático alto, para una cohesión igual a 18.62 kPa y un ángulo de fricción igual a 5.06°.

#### **3.2.4 Escenario 4. Variación de cohesión y ángulo de fricción, condiciones pseudoestáticas, coeficiente sísmico 0.15 g**

En la Figura 3.6 se muestran las tres superficies de falla obtenidas, en este caso el análisis de estabilidad se realizó en condiciones pseudoestáticas. Tomando en cuenta lo indicado en la sección 1.5.5, la ciudad de Azogues, y por tanto el sitio de estudio, se encuentran en una zona de sismicidad alta, con una aceleración máxima del terreno de 0.25g. En este escenario, se realiza el análisis pseudoestático tomando la recomendación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015), que indica que la demanda sísmica para los análisis pseudoestáticos de un talud con agua subterránea normal y un coeficiente sísmico de diseño, en etapa de construcción, es del 60% de la aceleración máxima en el terreno, que en ese caso es de 0.15g.

El proceso realizado es similar al del escenario No. 3, por lo que varían tanto los valores de cohesión como del ángulo de fricción, al igual que las condiciones de nivel freático, entre alto, medio y mínimo, respectivamente.

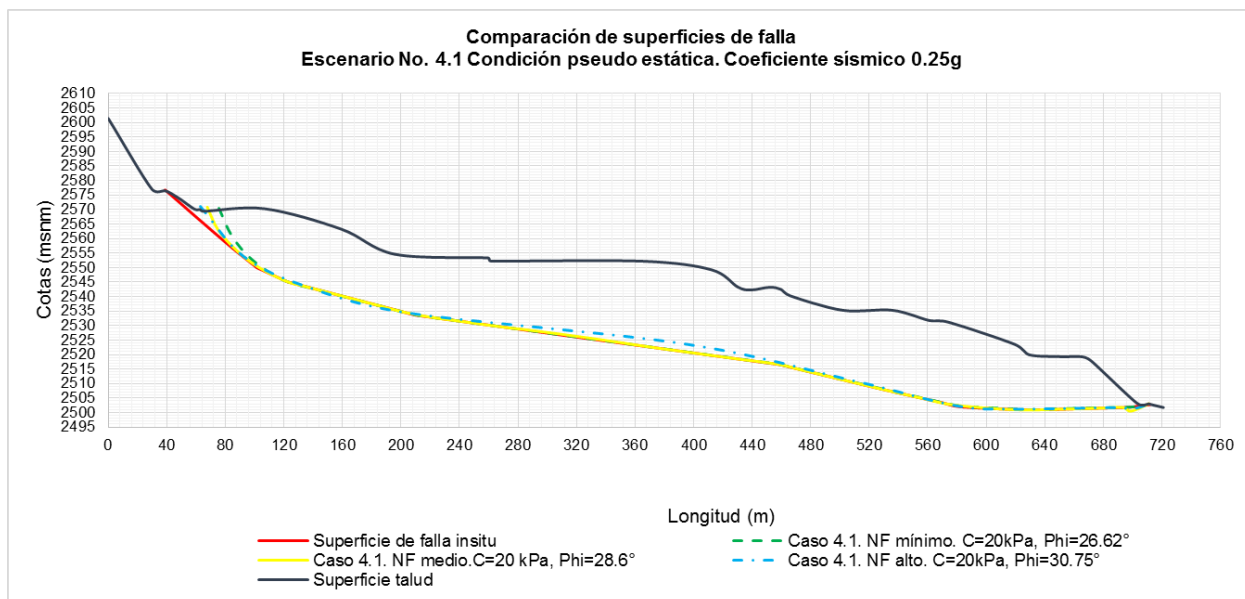


**Figura 3.6 Comparación de superficies de falla Escenario No.4 Condiciones pseudoestáticas, coeficiente sísmico de 0.15g. (Fuente: Elaboración propia)**

En este escenario, los valores obtenidos de la cohesión varían entre 18-23 kPa, mientras que los ángulos de fricción varían entre 18-20°. En este caso, las tres combinaciones presentan superficies de falla muy similares a la determinada in situ.

### **3.2.1 Escenario 4.1 Variación de cohesión y ángulo de fricción, condiciones pseudoestáticas, coeficiente sísmico 0.25 g**

En la Figura 3.7 se muestran las tres superficies de falla obtenidas, en este caso el análisis de estabilidad es similar al realizado para el escenario No. 4, únicamente varía el valor de la aceleración máxima del terreno, que es igual a 0.25g. Este escenario se plantea con la finalidad de observar cuál es el comportamiento de los parámetros de la resistencia cortante, bajo estas condiciones.



**Figura 3.7 Comparación de superficies de falla Escenario No. 4.1 Condiciones pseudoestáticas, coeficiente sísmico de 0.25g. (Fuente: Elaboración propia).**

El valor de la cohesión es constante en todos los casos, e igual a 20 kPa, mientras que los ángulos de fricción varían entre 26.6-31°. En este caso, la combinación que presenta la superficie de falla más similar a la determinada in situ, es la correspondiente al nivel freático medio, para una cohesión igual a 20 kPa y un ángulo de fricción igual a 28.6°.

Con respecto al escenario No. 4, se observa que, para una mayor aceleración sísmica, no existe mayor variación en los valores de la cohesión, mientras que en el caso del ángulo de fricción estos valores presentan un incremento de hasta 10° con respecto a los obtenidos para una aceleración sísmica de 0.15g.

### 3.2.2 Resumen de combinaciones obtenidas

En la Tabla 3.3 se presentan un resumen de las combinaciones de los parámetros cortantes obtenidos a partir del análisis inverso, en los escenarios planteados.

**Tabla 3.3 Combinaciones de parámetros de la resistencia cortante obtenidos mediante el análisis inverso (Fuente: Elaboración propia).**

No. Escenario	Condición	Variación Nivel freático					
		NF mínimo		NF medio		NF alto	
		Cohesión (kPa)	Phi (°)	Cohesión (kPa)	Phi (°)	Cohesión (kPa)	Phi (°)
1	Condiciones no drenadas: Ángulo de fricción igual a 0, varía cohesión	35.64	0	35.72	0	35.7	0

No. Escenario	Condición	Variación Nivel freático					
		NF mínimo		NF medio		NF alto	
		Cohesión (kPa)	Phi (°)	Cohesión (kPa)	Phi (°)	Cohesión (kPa)	Phi (°)
2	Condiciones Drenadas: Cohesión igual a 0, ángulo de fricción varía	0	9.84	0	10.73	0	11.94
3	Variación de Cohesión y Fricción	16.99	5.00	17.94	5.00	18.62	5.06
4	Condición pseudoestática, coeficiente sísmico horizontal = 0.15g	18.10	18.41	20.10	19.37	23.34	20.04
5	Condición pseudoestática, coeficiente sísmico horizontal= 0.25g	20.00	26.62	20.00	28.6	20.00	30.75

### 3.3 Parámetros de la resistencia cortante que deberían usarse

Luego del análisis anterior, nace la pregunta de ¿cuáles parámetros deben usarse?, para ello es preciso indicar algunos puntos importantes. Según (Manzoor. H., et al., 2010), la incertidumbre con respecto a los resultados del análisis inverso, va a depender en gran medida de la experiencia y el buen criterio en la selección de los parámetros de entrada. Tomando las recomendaciones del mencionado autor, se realiza en las siguientes secciones, el correspondiente análisis.

#### 3.3.1 Resistencia cortante drenada y no drenada

La definición correcta de las condiciones en las que se encuentra la resistencia cortante del suelo al momento de la falla, es un factor muy importante en el análisis inverso. Al hacer un análisis de las condiciones en la que se encuentra el Deslizamiento Quemandel, se puede concluir lo siguiente:

- El deslizamiento presenta una superficie de falla profunda, debido a que la misma se encuentra entre los 22 a 25 m de profundidad.
- El material predominante es de tipo arcilloso limoso, poco permeable.
- Las principales causas del movimiento, se consideran que son el incremento del nivel freático por las condiciones lluviosas, y el efecto de las condiciones antrópicas (descarga directa de aguas servidas).
- Este tipo de deslizamiento puede considerarse como de “respuesta lenta” según la categorización de (Suárez, 1996).

- El movimiento en el sitio Quemandel, fue detectado en el año 1996, y a la fecha de los estudios realizados por el (MTO, 2011) continuaba activo, por lo que de acuerdo a (Stark et al., 2005) las presiones de poro no pueden desarrollarse en una superficie de falla preexistente, y las condiciones son de tipo drenado. El incremento del nivel freático por condiciones de lluvia, a pesar de que incrementa las presiones hidrostáticas existentes, no implica un exceso de presión de poros (Manzoor, H., 2010). El mismo autor recomienda usar una cohesión igual a cero.

Por lo antes indicado, de acuerdo a la literatura, las condiciones de la resistencia cortante para el “Deslizamiento Quemandel”, son de tipo drenadas. Siendo este dato uno de los primeros filtros para la selección de la combinación de parámetros más adecuada.

### **3.3.2 Nivel freático y presiones de poro**

El asumir niveles freáticos o presiones de poro más altas a las que realmente ocurren al momento de la falla del talud, puede resultar poco conservador para el análisis inverso. De acuerdo a (Duncan, J.M. & Stark, 1992), el aumento de las presiones de poros está relacionado directamente con la disminución de las tensiones efectivas, y éstas con la resistencia cortante de la capa débil. Por lo tanto, el realizar un análisis inverso bajo estas condiciones implica obtener valores de los parámetros de la resistencia cortante muy altos, que no representarían la realidad.

En los cinco escenarios planteados, se ha asumido una variación en las alturas del nivel freático, considerando como nivel mínimo a la determinada in situ. De la revisión de los resultados obtenidos, se tiene que efectivamente existe un aumento en los valores de los parámetros cortantes, en cada una de las combinaciones determinadas, conforme aumenta el nivel freático.

### **3.3.3 Comparación de los valores obtenidos en el análisis inverso con los obtenidos en laboratorio, o con correlaciones empíricas de la literatura**

De acuerdo a la literatura (Manzoor, H., 2010b), los resultados del análisis inverso deben ser comparados con los datos obtenidos mediante ensayos de laboratorio, de un número de muestras representativas, o con los obtenidos mediante correlaciones empíricas. Para el primer punto, en el caso de estudio se ejecutaron dos ensayos de penetración estándar, los valores de los parámetros obtenidos de las correlaciones realizadas de los números de golpes del ensayo SPT se muestran en la Tabla 2.2. Como se indicó en dicha sección, y luego de examinar los resultados del análisis de estabilidad del numeral

3.1, estos valores se consideraron como referenciales para la capa “Qc-2”, debido a que no representan las condiciones del movimiento in situ.

En el informe realizado por (Basabe, P, 1998), se establecieron rangos de valores para diferentes parámetros físico –mecánicos, de los distintos materiales que son parte de las formaciones existentes en la cuenca del río Paute. En la Tabla 3.4, se presenta los valores obtenidos para los materiales coluviales.

**Tabla 3.4 Parámetros físico- mecánicos del material coluvial (Fuente: (Basabe, P, 1998)).**

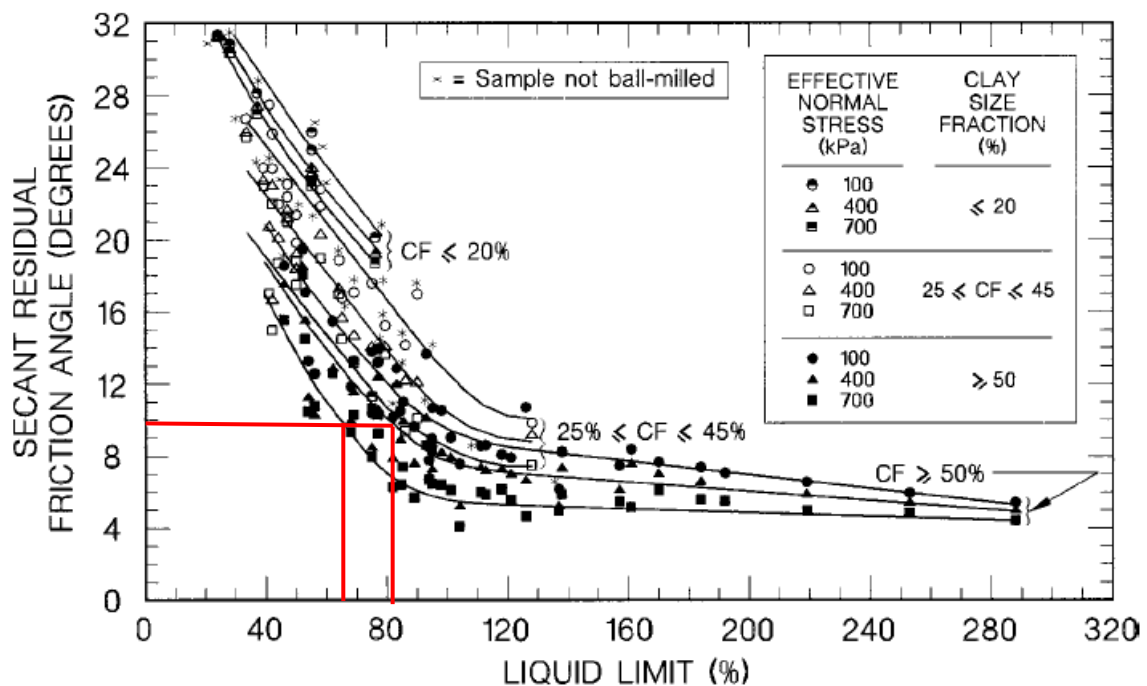
Material	Parámetros físico-mecánicos					Clasificación Bieniawski
	K (m/s)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C' (MN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	$\sigma_c$ (MN/m <sup>2</sup> )	
Coluvial	10 <sup>-6</sup> – 10 <sup>-8</sup>	17 - 21	0 - 0.01	15 – 28		

Como se puede observar en la Tabla 3.4 los valores para la cohesión varían entre 0 a 10 kPa, mientras que para el ángulo de fricción están entre 15 a 28°. Los rangos obtenidos del análisis inverso varían para la cohesión entre 0 a 35 kPa, mientras que para el ángulo de fricción estos valores van desde 0 a 31° aproximadamente. Lo cual es parte de la incertidumbre contenida en este tipo de análisis.

Sin embargo, tomando en cuenta las consideraciones expuestas en el numeral 3.3, y luego del análisis realizado, bajo la premisa de que actúa la resistencia cortante drenada (escenario No. 02), considerando que el deslizamiento Quemandel inicio su actividad desde el año 1996, siendo las principales causas para su reactivación, la lluvia y las condiciones antrópicas, y manteniendo el nivel freático en las condiciones determinadas in situ, debido a que no se tiene registros adicionales de su variación, la combinación más adecuada es la correspondiente al escenario No. 02, en la cual la cohesión es igual a 0 kPa y el ángulo de fricción es igual a 9.84°.

En el caso de disponer de resultados de pruebas Índice, se podría realizar una comparación final, mediante el empleo de los ábacos de (Stark et al., 2005), ya que a partir de los porcentajes de variación del límite líquido, contenido de finos, y de las presiones normales efectivas actuantes, se puede obtener el ángulo de fricción residual y validar los resultados obtenidos del análisis inverso.

De forma referencial, se hace el siguiente ejercicio, para determinar el rango de los porcentajes en los que podría variar el límite líquido del material de la capa de suelo “QC-2”, que posteriormente podría ser una forma de verificación de los datos obtenidos. Se conoce que el material coluvial que forma parte de la capa débil (Suelo Qc-2), es de tipo arcillo-limoso, altamente plástico, con un contenido de finos mayor a 50%, se calcula un rango de tensiones normales efectivas entre 400 a 700 kPa. Empleando los ábacos desarrollados, se tiene que para el ángulo de fricción residual de 9.84°, los rangos de los porcentajes del límite líquido del material están en un rango entre 65-80%.



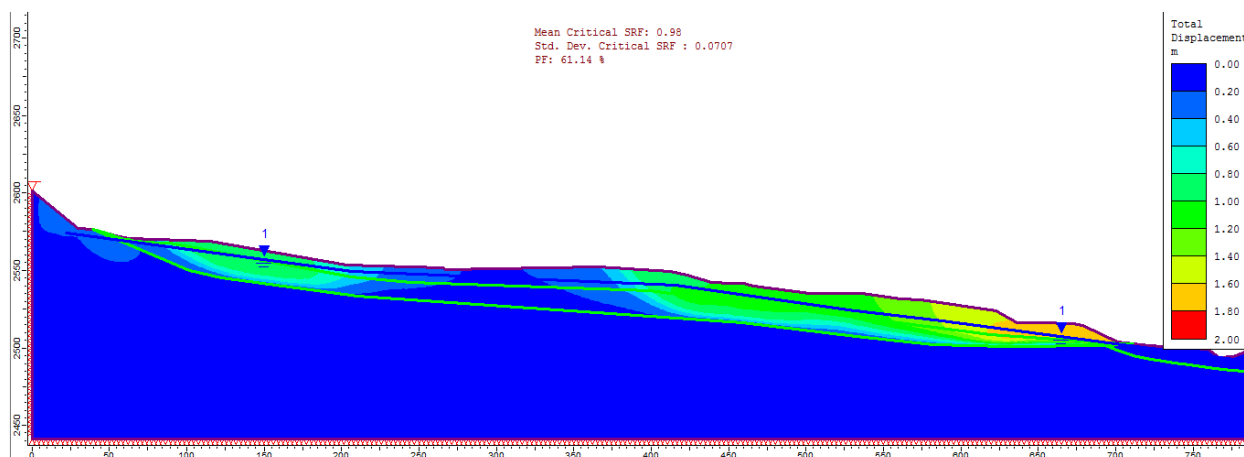
**Figura 3.8 Relaciones entre límite líquido, tamaño de la fracción de arcilla y esfuerzo efectivo normal con el ángulo de fricción residual secante (Fuente: (Stark et al., 2005)).**

### 3.4 Análisis inverso mediante el método de elementos finitos

Una vez obtenidos los resultados del análisis inverso determinístico, que se muestran en la Tabla 3.3, se realizó la modelación respectiva en el programa informático de elementos finitos Phase2, de acuerdo a lo indicado en el numeral 2.4.

Para la modelación, inicialmente se considera la combinación obtenida para el escenario No. 02 (Cohesión igual a 0 kPa, ángulo de fricción igual a 9.84°), para el nivel freático mínimo (in situ), una malla de tipo uniforme, conformada por 3000, y 5000 elementos, respectivamente, de tipo triangular de 6 nodos, con la finalidad de observar cual es el la que presenta un mejor comportamiento. En la Figura 3.9 se presentan de forma gráfica

los resultados obtenidos para la malla conformada por 5000 elementos. En el Anexo 2 se presentan las gráficas de salidas para cada análisis presentado.



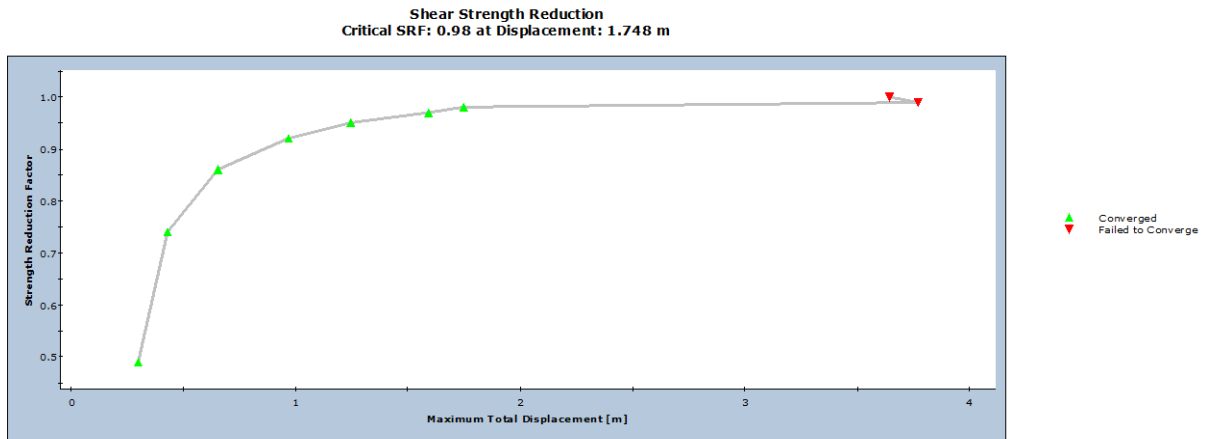
**Figura 3.9 Resultados del análisis de estabilidad por el método de elementos finitos, No. elementos 5000. Cohesión= 0 kPa,  $\Phi= 9.84^\circ$  SRF =1 (Fuente: elaboración propia).**

En la Figura 3.9, se observa que la forma de la superficie de falla obtenida es similar a la determinada in situ, y a la encontrada en la modelación realizada en Slide Model para la misma combinación de parámetros. Se tiene además, que las mayores deformaciones o desplazamientos se presentan tanto en la parte superior e inferior del talud, siendo los más críticos los ubicados entre el límite de la capa débil “Qc-2” y la capa aluvial de las terrazas del Burgay, esto confirma lo indicado en el numeral 1.5.3.4, en el que se señala que el depósito aluvial no influye en el deslizamiento, pero si es afectado por el desplazamiento de la masa coluvial, lo que afecta a viviendas aledañas.

En la parte superior del talud, el desplazamiento va en el orden de 0.08 a 0.72 m, mientras que en la parte central el mismo está entre 0.20 a 0.9 m, dándose los mayores desplazamientos en la parte inferior del talud en el orden de 0.30 a 1.70 m.

En la Figura 3.10 se presenta la relación existente entre varios valores del factor de reducción resistencia (SRF) y el desplazamiento generado en el talud, siendo este igual a 1.743 m, para un SRF crítico de 0.98.





**Figura 3.10 Factor de reducción de resistencia versus desplazamiento total máximo, SRF=0.98, Cohesión = 0kPa, Phi= 9.84°, desplazamiento máximo =1.748m (Fuente: Elaboración propia)**

Según (Saénz, J., 2013), el factor SRF reduce de forma progresiva e iterativa los parámetros de resistencia cortante del material, hasta llegar a una convergencia, mediante las siguientes expresiones:

$$c_{tentativo} = \frac{c'}{SRF_{tentativo}}$$

$$\varphi_{tentativo} = \arctan\left(\frac{1}{SRF_{tentativo}} * \tan(\varphi)\right)$$

Por lo tanto, se tendría que para un SRF igual a 0.98, la cohesión es igual a 0 kPa y el ángulo de fricción de 10.03°.

Con el fin de determinar, cual es el comportamiento del talud bajo un nuevo valor del ángulo de fricción (10.03°), se realiza nuevamente el procesamiento de datos, considerando un número de 3000 y 5000 elementos. Los resultados se muestran en la Tabla 3.5.

En el Anexo 2 se presentan las gráficas de salidas para cada análisis presentado.

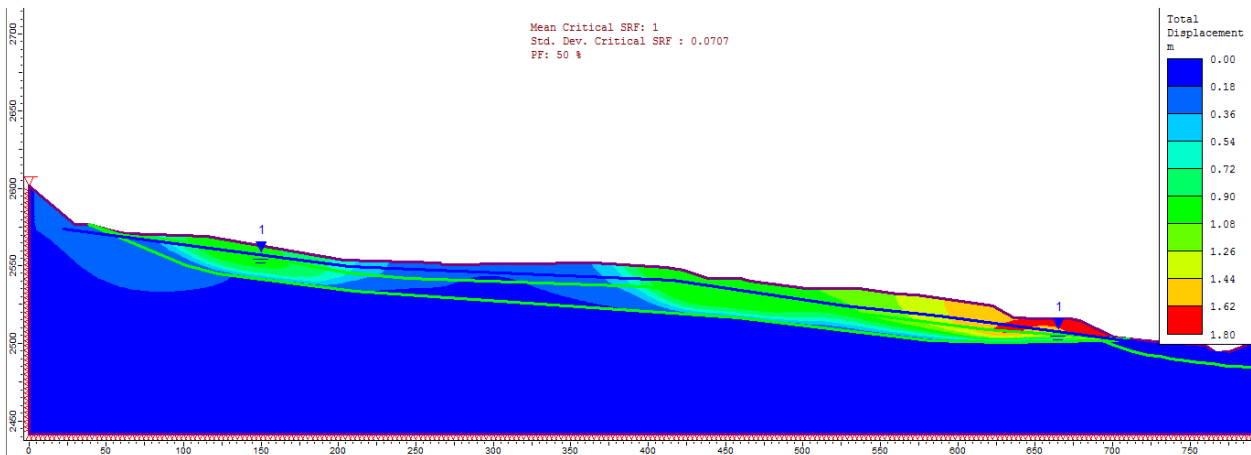
**Tabla 3.5 Resultados de modelación de talud bajo diferentes números de malla v valores de parámetros (Fuente: Elaboración propia)m**

No.	No. elementos malla	Combinación inicial de parámetros		Factor de reducción de resistencia cortante crítico (SRF)	Desplazamiento total máximo (m)	Probabilidad de falla (%)
		Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción (°)			
1	3000	0.0	9.84	0.98	1.748	61.14

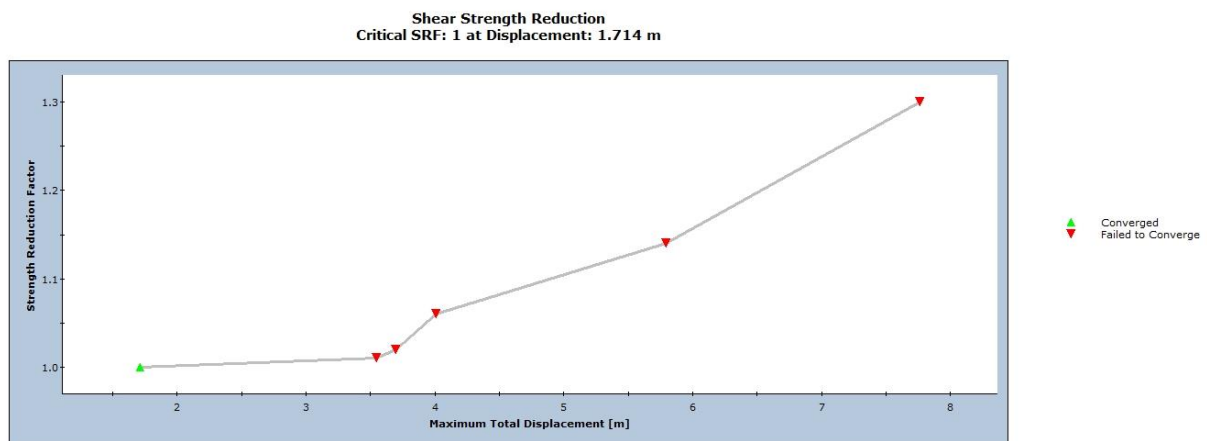
No.	No. elementos malla	Combinación inicial de parámetros		Factor de reducción de resistencia cortante crítico (SRF)	Desplazamiento total máximo (m)	Probabilidad de falla (%)
		Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción (°)			
2	5000	0.0	9.84	0.98	1.743	61.14
3	3000	0.0	10.03	1.00	1.809	50.00
4	5000	0.0	10.03	1.00	1.714	50.00

De los resultados presentados en la Tabla 3.5, se tiene que la principal diferencia al incrementar el número de elementos de la malla, se da en los valores de desplazamiento total máximo del talud obtenidos, debido a que existe una ligera disminución en los mismos, manteniéndose constantes tanto la probabilidad de falla como los factores SRF respectivos.

En la Figura 3.11 y Figura 3.12 se observan los resultados gráficos obtenidos de esta modelación.



**Figura 3.11 Resultados del análisis de estabilidad por el método de elementos finitos, No. elementos 5000. Cohesión= 0 kPa, Phi= 10.03° SRF =1 (Fuente: elaboración propia).**

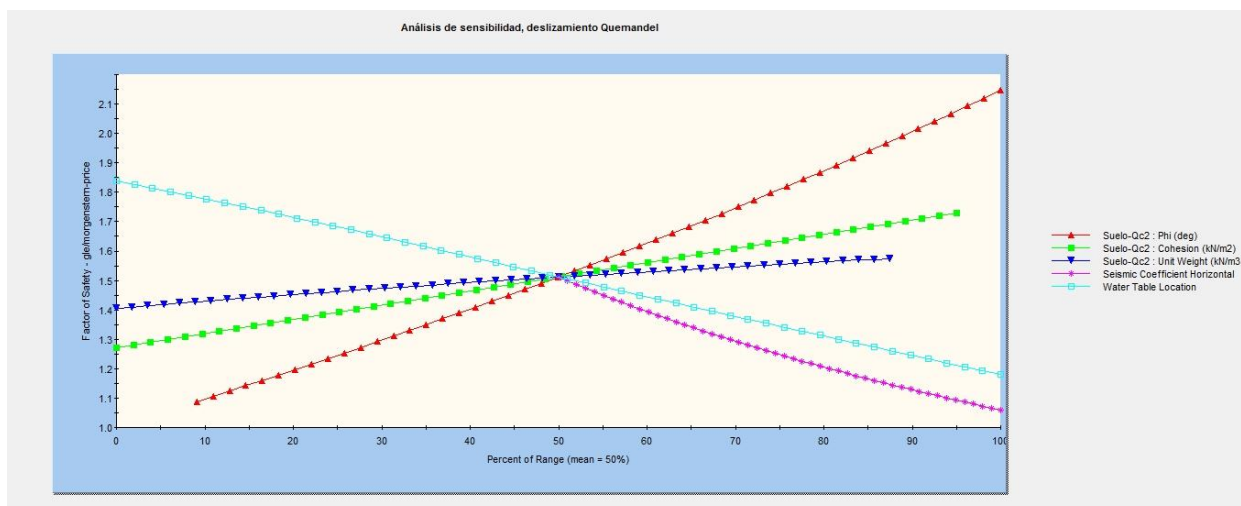


**Figura 3.12 Factor de reducción de resistencia versus desplazamiento total máximo, SRF=1, Cohesión = 0kPa, Phi= 10.03°, desplazamiento máximo =1.714m (Fuente: Elaboración propia).**

En la Figura 3.11 se observa que la superficie de falla es similar a la determinada in situ, y a la obtenida mediante la modelación en Slide Model. En este caso, en la parte superior del talud se tienen desplazamientos que van por el orden de 0.2 a 0.9 m, mientras que en la parte central los desplazamientos van entre 0.17 a 0.20 m, y en la parte inferior del talud van del orden de 0.3 a 1.70 m. El desplazamiento total del talud es igual a 1.714 m como se muestra en la Figura 3.12.

### **3.5 Análisis de sensibilidad para el caso de estudio “Deslizamiento Quemandel”**

El análisis de sensibilidad del deslizamiento Quemandel, se realizó considerando las variables aleatorias indicadas en la Tabla 2.4, así como la acción de la carga sísmica y la variación del nivel freático existente. Los resultados obtenidos se muestran de forma gráfica en la Figura 3.13.



**Figura 3.13 Resultados de análisis de sensibilidad (Fuente: Elaboración propia).**

En la Tabla 3.6 se presenta un resumen de los resultados obtenidos del análisis de sensibilidad, en donde se puede observar los rangos de variación del factor de seguridad para las condiciones planteadas.

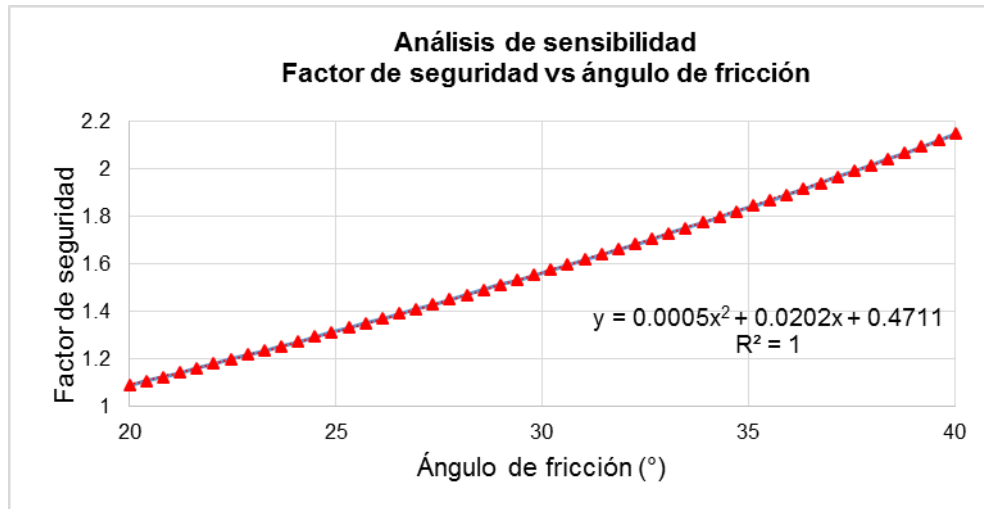
**Tabla 3.6 Resumen de resultados de análisis de sensibilidad (Fuente: Elaboración propia)**

Tipo de Parámetro	Rango de variación de la variable	Valor promedio	Rango de variación del factor de seguridad
Peso específico	13-20 kN/m <sup>3</sup>	17 kN/m <sup>3</sup>	1.405 – 1.575
Cohesión	2-40 kN/m <sup>2</sup>	22 kN/m <sup>2</sup>	1.27 - 1.730
Ángulo de fricción	20-40°	29°	1.088 – 2.147
Coefficiente de fricción	0.15-0.25	0.15	1.512 - 1.06
Nivel freático (profundidad)	0 m (superficie) a - 3.4 m	1.70 m	1.838 - 1.180

De lo observado en la Figura 3.13 y lo reportado en la Tabla 3.6, a continuación se realiza un análisis del comportamiento de cada variable y su influencia en el incremento o decremento del factor de seguridad.

### 3.5.1 Ángulo de fricción

En términos generales este parámetro presenta el valor más bajo del factor de seguridad para el valor mínimo del rango estudiado (FS = 1.088); sin embargo, conforme aumenta su valor, también existe un incremento en el factor de seguridad, llegando a ser el más alto de los obtenidos en las condiciones planteadas.



**Figura 3.14 Resultados análisis de sensibilidad, Factor de seguridad versus Ángulo de fricción (Fuente: Elaboración propia).**

En la Figura 3.14 se observa el comportamiento del factor de seguridad para una variación del ángulo de fricción, en un rango de valores entre 20 a 40 °.

La línea de tendencia que mejor se ajusta a los datos presentados es de tipo polinómica de segundo grado, con la ayuda de la misma se procede a obtener los porcentajes del incremento del factor de seguridad para un rango de valores del ángulo de fricción entre 20 a 40°, con incrementos de 1°, lo que se muestran en la Tabla 3.7.

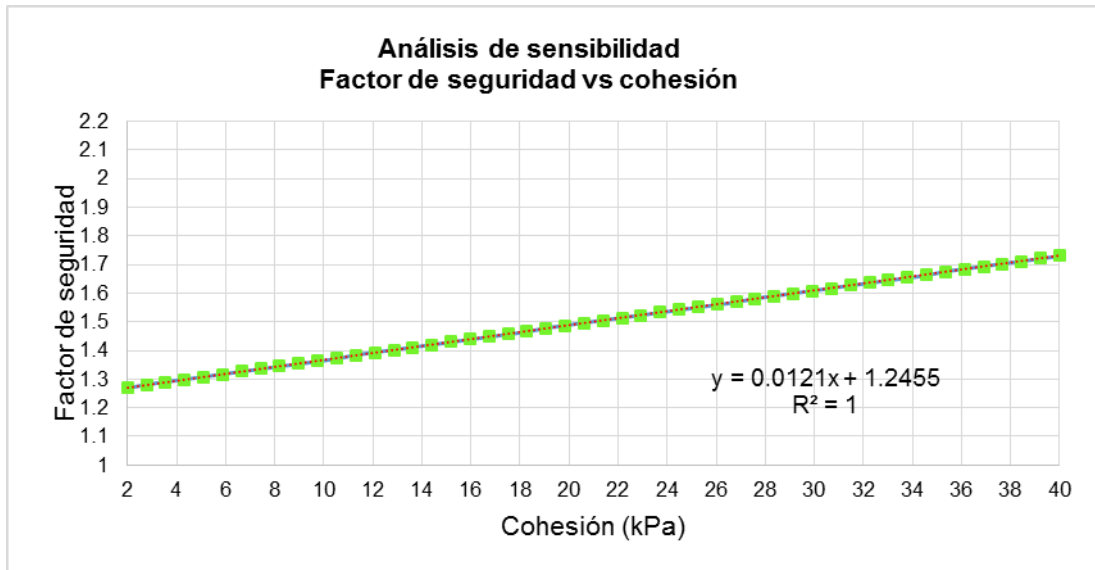
**Tabla 3.7 Rango de variación entre ángulo de fricción y factor de seguridad (Fuente: Elaboración propia).**

Rango de variación de ángulo de fricción (°)	Incremento /decremento Factor de seguridad (FS)
20-25	4%
26-35	5%
36-40	6%

De la Tabla 3.7 se tiene que el factor de seguridad, en los rangos indicados para el ángulo de fricción, por cada grado de incremento del mismo se tiene un incremento entre el 4 al 6%, del factor de seguridad.

### **3.5.2 Cohesión**

En la Figura 3.15 se observa el comportamiento del factor de seguridad para una variación de la cohesión, en un rango de valores entre 2 a 40 kPa.



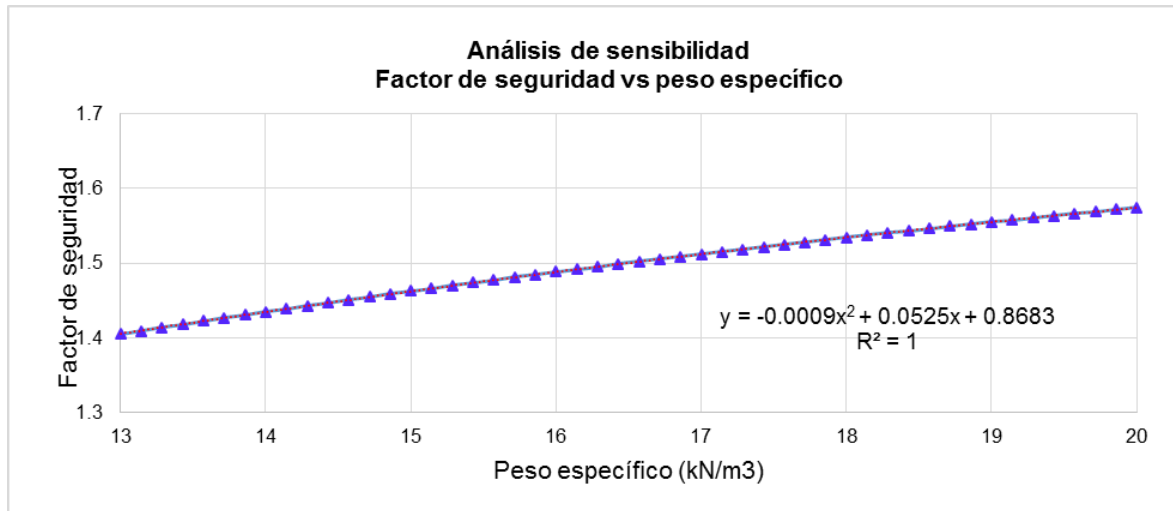
**Figura 3.15 Resultados análisis de sensibilidad, Factor de seguridad versus Cohesión (Fuente: Elaboración propia).**

La línea de tendencia que mejor se ajusta a los datos presentados es de tipo lineal. En este caso, el incremento de factor de seguridad es constante. Se tiene que, por cada 1 kPa de incremento en los valores de la cohesión, el factor de seguridad se incrementa 1.22%.

### 3.5.3 Peso específico

Este parámetro presenta los valores más altos del factor de seguridad, tanto en los rangos superiores e inferiores, por lo que su influencia en la estabilidad del talud es mínima.

En la Figura 3.16 se observa el comportamiento del factor de seguridad para una variación del peso específico, en un rango de valores entre 13 a 20 kN/m<sup>3</sup>.



**Figura 3.16 Resultados análisis de sensibilidad, Factor de seguridad versus peso específico (Fuente: Elaboración propia).**

Al igual que en los casos anteriores, se determina la ecuación de la línea de tendencia que mejor se ajusta a los datos presentados, siendo esta de tipo polinómica de segundo grado. Para observar cómo se comporta el factor de seguridad frente a variaciones mínimas del peso específico, se estableció incrementos del mismo en 0.1 kN/m<sup>3</sup>, en un rango entre 13 a 20 kN/m<sup>3</sup>.

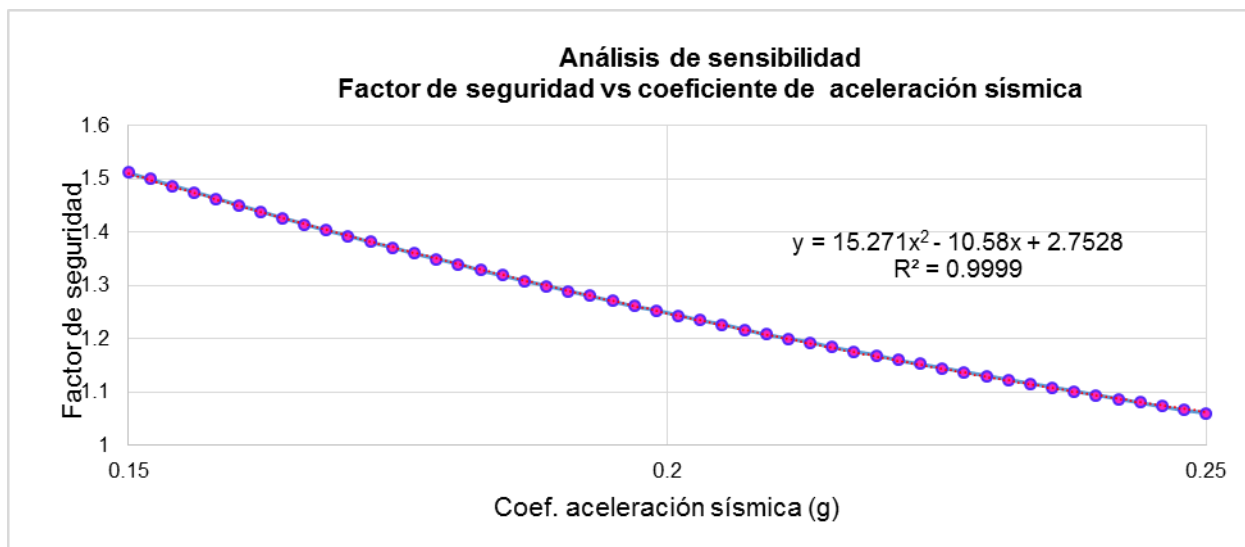
**Tabla 3.8 Rango de variación entre pesos específico y factor de seguridad (Fuente: Elaboración propia).**

Rango de variación de peso específico (kPa)	Incremento /decremento Factor de seguridad (FS)
13-15.2	0.3%
15.3-20	0.2%

De los datos mostrados en la Tabla 3.8, se tiene para un incremento de 0.1 kN/m<sup>3</sup> en el rango de 13 a 15.2 kN/m<sup>3</sup>, el incremento del factor de seguridad es de 0.3%, tendiendo a disminuir 0.2% para un rango de valores entre 15.3 a 20 kN/m<sup>3</sup>. Por lo que influencia del peso específico en la estabilidad del talud es mínima.

### 3.5.4 Coeficiente sísmico

Para las condiciones planteadas, para el valor mínimo de esta variable, el factor de seguridad obtenido es alto (FS = 1.512); sin embargo, conforme aumenta la acción sísmica, se registra una disminución significativa del mismo. En la Figura 3.17 se puede observar lo indicado.



**Figura 3.17 Resultados análisis de sensibilidad, Factor de seguridad versus coeficiente de aceleración sísmica (Fuente: Elaboración propia).**

La ecuación de la línea de tendencia que mejor se ajusta a los datos presentados es de tipo polinómica de segundo grado. Para observar cómo se comporta el factor de seguridad frente a variaciones mínimas del coeficiente de aceleración sísmica, se estableció incrementos del mismo en 0.01g, en un rango entre 0.15 a 0.25g.

**Tabla 3.9 Rango de variación entre coeficiente de aceleración sísmica y factor de seguridad (Fuente: Elaboración propia).**

Rango de variación Coef. sísmico (g)	Incremento /decremento Factor de seguridad (FS)
0.15 - 0.16	-15.0%
0.17 - 0.19	-16.0%
0.20 - 0.23	-17.0%
0.24 - 0.25	-18.0%

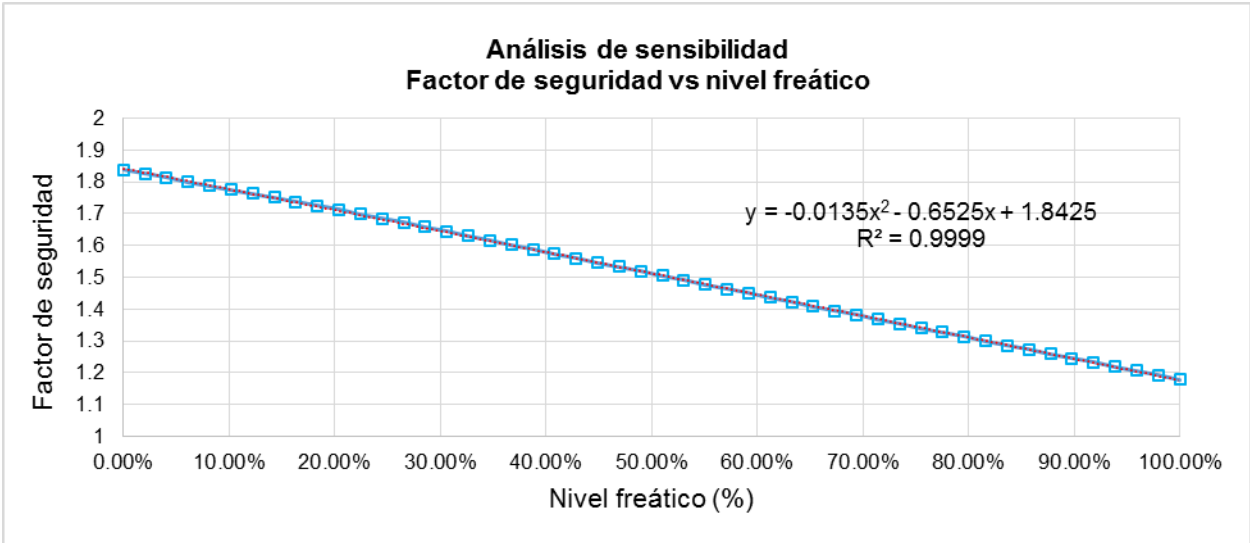
En la Tabla 3.9 se agrupan los valores del coeficiente sísmico horizontal con sus respectivos porcentajes de decremento del factor de seguridad. Se tiene que para un incremento de 0.01g, el factor de seguridad decrece entre -15 a -18%, siendo este decremento el más significativo.

### 3.5.5 Nivel freático

La variación de este parámetro, tiene un comportamiento similar al expuesto para la acción sísmica, debido a que para un nivel freático mínimo (inferior al determinado in situ), se presenta un factor de seguridad alto (FS = 1.838); sin embargo, conforme



aumenta este nivel, el factor de seguridad disminuye drásticamente. En la Figura 3.18 se muestra la variación del factor de seguridad de acuerdo a lo indicado.



**Figura 3.18 Resultados análisis de sensibilidad, Factor de seguridad versus nivel freático (Fuente: Elaboración propia).**

El incremento en la altura del nivel freático, se asume que es igual a 3.40 m, por lo tanto, la cota del nivel freático mínimo (NF=0%) se encuentra a una profundidad de -3.40 m, y el nivel máximo se encuentra en la cota 0 m (superficie talud, NF=100%), quedando el nivel freático medio (NF=50%) en la cota - 1.7 m.

**Tabla 3.10 Rango de variación entre alturas nivel freático y factor de seguridad (Fuente: Elaboración propia).**

% Incremento/ nivel freático	Cota NF	Incremento de altura nivel freático (desde cota mínima) (m)	Incremento /decremento Factor de seguridad (FS)
0%	-3.40	0.17	-3.27%
10%	-3.06	0.17	-3.28%
20%	-2.72	0.17	-3.29%
30%	-2.38	0.17	-3.31%
40%	-2.04	0.17	-3.32%
50%	-1.70	0.17	-3.33%
60%	-1.36	0.17	-3.35%
70%	-1.02	0.17	-3.36%
80%	-0.68	0.17	-3.37%
90%	-0.34	0.17	-3.39%
100%	0	0.17	-3.39%

De los valores mostrados en la Tabla 3.10 se tiene que para un incremento de 0.17 m en la altura del nivel freático, con respecto al determinado in situ, se tiene un decremento del factor de seguridad de entre -3.27 a -3.39%.

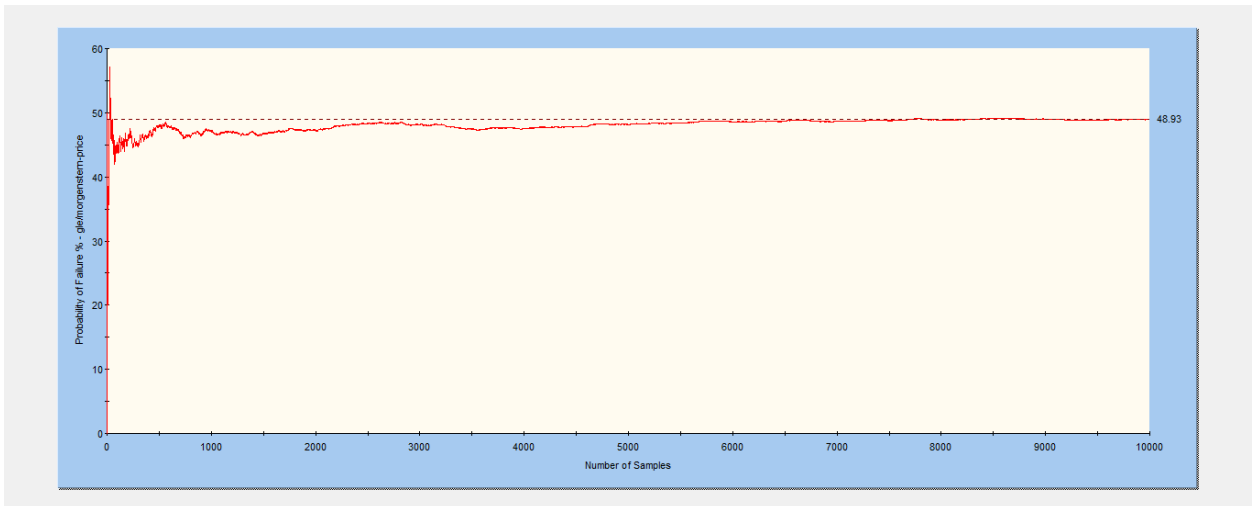
### 3.6 Análisis de estabilidad para diferentes escenarios

La aplicación de la simulación de Montecarlo, se realizó para dos escenarios, considerando los resultados obtenidos del análisis por métodos de Equilibrio Límite, y variando el número de iteraciones entre 5000 a 10000, respectivamente. Para el ángulo de fricción se asume, un coeficiente de variación del 5%, por lo que la desviación estándar es de 0.5. En el Anexo 3 se presentan las gráficas de salidas para cada análisis presentado.

**Tabla 3.11 Resultados de análisis de estabilidad para diferentes escenarios (Fuente: Elaboración propia).**

No.	No. iteraciones	Combinación parámetros		Factor de seguridad		Probabilidad de falla (%)	Índice de confiabilidad (RI normal)
		Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción(°)	Determinístico	Promedio Probabilístico		
1	5000	0.0	9.84	1.000	1.002	48.14%	0.03
2	10000	0.0	9.84	1.000	1.001	48.93%	0.016

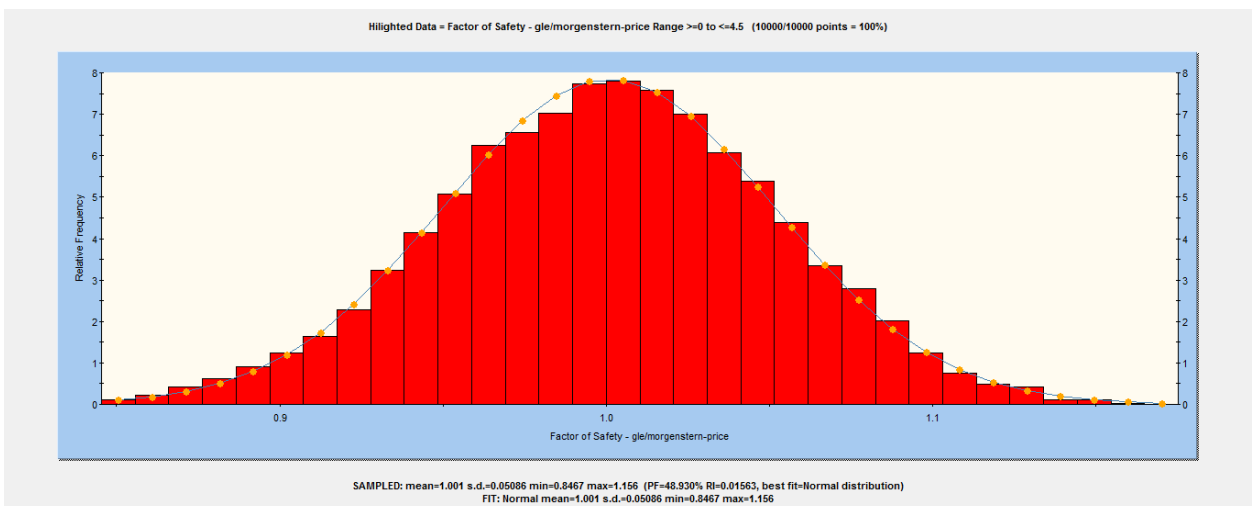
De los resultados presentados en la Tabla 3.11, se tiene que el número de iteraciones más adecuado es el de 10000, debido a que la convergencia, en este caso de la probabilidad de falla, empieza a ser constante aproximadamente en la iteración No. 6500, como se puede observar en la Figura 3.19.



**Figura 3.19** Convergencia de la probabilidad de falla,  $C=0$  kPa,  $\Phi=9.84^\circ$ , Número de iteraciones= 10000 (Fuente: Elaboración propia).

De la Tabla 3.11 se tiene que la probabilidad de falla para los escenarios 1 y 2 es del 48%, con un índice de confiabilidad de 0.03 a 0.016, lo cual indica que el talud se encuentra en condiciones mínimas de estabilidad.

Como se indicó en la sección 1.6.4.1, mediante el método de simulación de Montecarlo es posible encontrar la función de densidad de probabilidad del factor de seguridad, que en este caso se ajusta a una distribución de tipo normal. En la Figura 3.20 se muestran los resultados obtenidos de forma gráfica.



**Figura 3.20** Función de densidad de probabilidad del factor de seguridad, tipo de distribución normal,  $C=0$ kPa,  $\Phi=9.84^\circ$  (Fuente: Elaboración propia).

De la Figura 3.20 se tiene que para un factor de seguridad promedio de 1.001 (escenario 1.1), se tiene una desviación estándar de 0.05, y una probabilidad de falla de 48.93%.

### 3.7 Comparación de resultados obtenidos mediante los métodos de equilibrio límite y elementos finitos

Finalmente, se realiza una comparación entre los resultados obtenidos de los análisis por el método de equilibrio límite (LEM) y por el de elementos finitos (FEM), los que se muestran en la Tabla 3.12.

**Tabla 3.12 Resultados del análisis probabilístico mediante métodos de equilibrio límite (LEM) y elementos finitos (MEF) (Fuente: Elaboración propia).**

Método de análisis	LEM (Equilibrio Límite, Slide)	FEM (Elementos finitos, Phase 2)
Factor de seguridad promedio	1	1
Desviación estándar	0.0586	0.0707
Probabilidad de falla	48.93%	50.00%
Cohesión (kPa)	0	0
Ángulo de fricción (°)	9.84	10°

De la Tabla 3.12 se puede observar que los resultados obtenidos presentan gran similitud en sus valores para los dos métodos analizados, siendo mayor el porcentaje de probabilidad de falla determinado mediante el método de elementos finitos, con una diferencia mínima de 1.07%. Lo mismo sucede con los valores del ángulo de fricción en los que la diferencia es de apenas 0.16°.

# CAPÍTULO 4

## 4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente estudio se ha realizado la aplicación de la técnica de análisis inverso para determinar los parámetros de la resistencia cortante, mediante métodos de equilibrio límite y de elementos finitos, del caso de estudio denominado “Deslizamiento Quemandel, tramo III”, provincia del Cañar, Ecuador.

La incertidumbre, como un factor inherente a la Geotecnia, ha sido considerada mediante los análisis de sensibilidad. Se ha investigado cómo la variación de los diferentes parámetros, cargas sísmicas y niveles freáticos, influyen en el incremento o disminución del factor de seguridad del talud.

Por otro lado, mediante la aplicación de la simulación de Montecarlo, en el caso del método de Equilibrio Límite, y del Punto Estimado, para el método de Elementos Finitos, se ha establecido la probabilidad de falla de talud en estudio.

Con base en el análisis de los resultados obtenidos, se presentan las siguientes conclusiones y recomendaciones. Cabe indicar que para los fines investigativos del presente estudio se ha trabajado con dos decimales en los diferentes parámetros y resultados, lo que carece de mayor detalle en casos prácticos.

### 4.1 Conclusiones

- La aplicación de la técnica del análisis inverso para obtener los parámetros de resistencia cortante de la capa débil de la sección estudiada, si bien con la ayuda de los programas informáticos se vuelve de aplicación práctica, requiere de un buen conocimiento y un adecuado juicio ingenieril en la selección de las variables y los criterios de entrada, así como de información de calidad, que permita reducir las incertidumbres.
- Los criterios más conservadores para el diseño de un talud, como son los incrementos máximos del nivel freático o las presiones de poros, resultan ser poco conservadores para el análisis inverso. Esto se ha podido observar en cada uno de los escenarios planteados, en los cuales para niveles freáticos mayores a los determinados in situ, se tienen los valores más altos de cohesión y ángulo de fricción.

- La localización de la superficie de falla, la geometría del talud previo al movimiento, así como la variación de los niveles freáticos y exceso de presión de poros, son factores importantes para realizar el análisis inverso. Mientras mejor se representen las condiciones in situ, las incertidumbres se reducen y aumenta el grado de confianza en los resultados obtenidos.
- El análisis inverso permite determinar cuáles fueron las condiciones al momento de falla de un talud; es decir, cuál fue la resistencia cortante movilizada o cuáles fueron las condiciones de presiones de poro del agua. En este caso de estudio, al contar con la definición del nivel freático y de la superficie de falla in situ, a partir del análisis inverso se realizó el cálculo de la combinación de cohesión y ángulo de fricción del talud, al momento de la falla.
- El análisis inverso permite corroborar los datos obtenidos en laboratorio o mediante ensayos in situ. En este caso, los parámetros obtenidos mediante correlaciones empíricas con el número de golpes de los ensayos SPT, de la capa débil "Qc-2", presentan valores de la cohesión de 18 kPa, y del ángulo de fricción de 32°, que generan factores de seguridad del talud del orden de 3.5 a 1.16, en condiciones estáticas y pseudoestáticas (0.25g), respectivamente, lo que no representa las condiciones de movimiento observadas in situ.
- Del análisis de las 15 combinaciones de parámetros de resistencia cortante, obtenidas a partir del análisis inverso por el método de Equilibrio Límite, para los cinco escenarios planteados con la respectiva variación del nivel freático, entre mínimo, medio y máximo, fue posible observar la influencia que tiene tanto la cohesión como el ángulo de fricción en la forma y profundidad de la superficie de falla, por lo que para valores más bajos de la cohesión se tienen superficies de falla más superficiales, mientras que para valores menores del ángulo de fricción, la superficie de falla tiende a ser más profunda.
- El análisis inverso, entrega valores promedio de la resistencia cortante que ha sido movilizada al momento de la falla, lo que implica que estos pueden ser diferentes a la actual condición de la misma.
- Se debe tener en cuenta, que la resistencia y estabilidad de un talud pueden seguir disminuyendo con el tiempo, por lo que es recomendable en caso de rediseños, emplear valores más bajos de resistencia cortante, por considerarse más apropiados.

- Es importante definir correctamente, si la resistencia cortante se encuentra representada por parámetros de resistencia cortante no drenada y esfuerzos efectivos totales, o por parámetros de resistencia cortante drenada y esfuerzos efectivos, debido a que una mala definición puede implicar errores en la determinación de los parámetros resistentes.
- La selección de la combinación de la cohesión y ángulo de fricción más adecuada, requiere de un análisis pormenorizado, el cual incluye la comparación de los valores obtenidos con otros obtenidos mediante ábacos o correlaciones empíricas, o con la base de datos de ensayos de muestras representativas, así como el tipo de resistencia cortante, drenada o no drenada, posiciones del nivel freático o estado de presión de poros, superficie de falla, entre los más importantes.
- Para la selección de la combinación más adecuada del deslizamiento “Quemandel” se realizaron las siguientes consideraciones:
  - El deslizamiento presenta una superficie de falla profunda, debido a que la misma se encuentra entre los 22 a 25 m de profundidad.
  - El material predominante es de tipo arcilloso limoso, poco permeable.
  - Las principales causas del movimiento, se consideran que son el incremento del nivel freático por las condiciones lluviosas, y el efecto de las condiciones antrópicas (descarga directa de aguas servidas).
  - Este tipo de deslizamiento puede considerarse como de respuesta lenta.

Por las razones antes expuestas, se concluye que la combinación más adecuada corresponde a la determinada para el Escenario No. 02, para condiciones drenadas de la resistencia cortante, y una posición del nivel freático mínima, considerando que no se tienen datos adicionales de la variación del mismo. Por lo tanto, la cohesión es igual a 0 kPa y el ángulo de fricción es igual a  $10^\circ$  ( $9.84^\circ$ ).

- Del análisis inverso por el método de Elementos Finitos se determinó que la cohesión es igual a 0 kPa, y el ángulo de fricción es igual a  $10^\circ$  ( $10.03^\circ$ ), para un SRF igual a la unidad.
- La principal ventaja que presentan los métodos de Elementos Finitos (FEM) con respecto a los métodos de Equilibrio Límite (LEM), es que no es necesario imponerse una superficie de falla, debido a que esta se obtiene a partir de la determinación de las deformaciones que se producen en el talud.

- Otra ventaja de los FEM es que permite estimar los desplazamientos, para el presente estudio, el desplazamiento máximo del talud es igual a 1.7 m, lo que indica que el talud puede comprometer a estructuras cercanas al mismo.
- El análisis de sensibilidad del talud, se realizó considerando a la cohesión, ángulo de fricción, nivel freático y coeficiente sísmico como variables aleatorias, estableciendo un rango de variación y tipo de distribución de acuerdo a las recomendaciones encontradas en la literatura, obteniéndose los siguientes resultados:
  - Para valores del ángulo de fricción entre 20 a 25°, por cada incremento de 1°, el factor de seguridad se incrementa en un 4%, para un rango de 26 a 35° este incremento es del 5%, y para un rango de 36 a 40°, este incremento es igual a 6%.
  - La cohesión presenta un comportamiento lineal, por lo que, para un incremento de 1 kPa del valor de la cohesión, el factor de seguridad se incrementa en 1.22%.
  - El peso específico presenta una influencia mínima en el incremento del factor de seguridad, se tiene para un incremento de 0.1 kN/m<sup>3</sup> en el rango de 13 a 15.2 kN/m<sup>3</sup>, éste se incrementa en alrededor de 0.3%, tendiendo a disminuir 0.2% para un rango de valores entre 15.3 a 20 kN/m<sup>3</sup>.
  - El incremento en el coeficiente sísmico horizontal, presenta los valores más altos de decremento del factor de seguridad, que van entre -15 a -18%, por cada incremento de 0.01g, de dicho coeficiente.
  - El incremento del nivel freático presenta un comportamiento similar a la acción sísmica, en este caso los porcentajes de decremento van en el orden de -3.27 a -3.39%, en los niveles planteados.
- El análisis probabilístico de la estabilidad del talud se realizó mediante la aplicación de la Simulación de Montecarlo, para los métodos de Equilibrio Límite, y del método de Puntos estimados para el método de Elementos Finitos. Se tiene que la probabilidad de falla obtenida del LEM y del FEM es de 48.93% y 50.00%, respectivamente.
- Los resultados obtenidos del LEM y del FEM, presentan gran similitud en sus valores para los dos métodos analizados, siendo mayor el porcentaje de probabilidad de falla determinado mediante el método de elementos finitos, con



una diferencia mínima de 1.07%. Lo mismo sucede con los valores del ángulo de fricción en los que la diferencia es de apenas 0.16°.

## 4.2 Recomendaciones

Las recomendaciones para futuras líneas de investigación:

- Analizar la variabilidad de los parámetros geotécnicos, mediante el muestreo representativo de materiales con sus respectivos ensayos de laboratorio, con la finalidad de determinar los coeficientes de variación, desviación estándar y valores promedio de los mismos, para los suelos locales.
- Determinar los rangos de variación de los porcentajes del Límite Líquido del material de la capa débil, para la determinación de los valores del ángulo de fricción residual, mediante la aplicación de las correlaciones empíricas como la propuesta por (Stark et al., 2005). Esto, considerando que el ensayo del Límite Líquido es simple de realizar y de reducido costo.
- Continuar con la aplicación de métodos numéricos, como el de elementos finitos para el análisis de estabilidad de taludes, debido a que permite evaluar el comportamiento de los desplazamientos del talud, por lo que no es necesario imponerse superficies de falla como en el caso de los métodos de Equilibrio Límite.
- Evaluar el talud, mediante la aplicación de otros métodos de análisis de estado límite, como el método de Sarma, considerando el empleo de dovelas verticales y no verticales, para la determinación del coeficiente sísmico para un factor de seguridad igual a la unidad. En versiones más recientes del software Slide Model se puede emplear este método.
- Buscar y analizar nuevas superficies de falla, mediante la aplicación de otro tipo de opciones con las que cuenta el software Slide Model, como “ Add Surface”, y “Add focus search”, con la finalidad de comparar los resultados obtenidos.

# BIBLIOGRAFÍA

- Basabe, P, et al. (1998). *Prevención de Desastres Naturales en la Cuenca del Río Paute (PRECUPA, 1994-1998). Cooperación Ecuador - Suiza, Informe Final.*
- Bojorque, J. (2016). Análisis dinámico de estabilidad de taludes por medio de elementos finitos. *MASKANA*. <https://doi.org/10.18537/mskn.07.02.12>
- Chiwaye, H. T., & Stacey, T. R. (2010). A comparison of limit equilibrium and numerical modelling approaches to risk analysis for open pit mining. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*.
- Clough, R., & Woodward, R. (1967). Analysis of embankment of stresses and deformations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*.
- Dawson, E. M., Roth, W. H., & Drescher, A. (1999). Slope stability analysis by strength reduction. *Geotechnique*. <https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.6.835>
- Dawson, E., Motamed, F., Nesarajah, S., & Roth, W. (2000). Geotechnical stability analysis by strength reduction. *Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000 - Slope Stability 2000, GSP 101*. [https://doi.org/10.1061/40512\(289\)8](https://doi.org/10.1061/40512(289)8)
- Duncan, J.M., & Stark, T. D. (1992). "Soil strengths from back analysis of slope failure." In *In: R.B. Seed, R.W. Boulanger, Stability and Performance of Slopes and Embankments: Vol. Special Pu* (pp. 890–904). ASCE.
- Duncan, J.M., & Wright, S. G. (1980). The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis. *Engineering Geology*. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(80\)90003-4](https://doi.org/10.1016/0013-7952(80)90003-4)
- Duncan, J.M., & Wright, S. G. (2005). Soil strength and slope stability. In John Wiley and Sons (Ed.), *Changes*.
- Duncan, James Michael. (1996). State of the art: Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9410\(1996\)122:7\(577\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9410(1996)122:7(577))
- Duncan, M., Wright, S., & Brandon, T. (2014). Soils Strength and Slope Stability. In *Soil Strength and Slope Stability*.

- El-Ramly, H., Morgenstern, N. R., & Cruden, D. (2002). Probabilistic slope stability analysis for practice. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 665–683. <https://doi.org/10.1139/t02-034>
- Hammah, R. E., Yacoub, T. E., & Curran, J. H. (2009). Probabilistic slope analysis with the finite element method. *43rd U.S. Rock Mechanics Symposium and 4th U.S.-Canada Rock Mechanics Symposium*.
- Harr, M. E. (1987). *Reliability Based Design in Civil Engineering* (M.-H. Inc (ed.)).
- Hidalgo, C., & Assis, A. P. (2011). Evaluación de la incertidumbre en el análisis de estabilidad de un talud excavado en suelos residuales. *Pan-Am CGS Geotechnical Conference*.
- Hussain, M., Stark, T. D., & Akhtar, K. (2010). Back-Analysis Procedure for Landslides. *International Conference on Geotechnical Engineering*.
- Hussain, Manzoor. (2010a). *Analysis and behavior of preexisting landslides*. University of Illinois at Urbana-Champaign, USA.
- Hussain, Manzoor. (2010b). *Analysis and behaviour of preexisting landslides*. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Hutchinson, J. N. (1983). Methods of locating slip surface in landslides. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 20, 235–252. <https://doi.org/10.2113/gseegeosci.xx.3.235>
- Hutchinson, S., & Bandalos, D. (1997). Guide to Monte Carlo Simulation Research for Applied Researchers. *Journal of Vocational Education Research*, 22, 233–245.
- IGME. (1987). *Manual de Taludes* (S. A. (EPTISA) Empresa, Instituto Geológico y Minero de España, (IGME), Proyectos Técnicos Industriales (ed.); 1st ed.).
- Jagriti Mandal, Sruti Narwal, & Dr. S. S. Gupte. (2017). Back Analysis of Failed Slopes - A Case Study. *International Journal of Engineering Research And*. <https://doi.org/10.17577/ijertv6is050366>
- Jiang, S. H., Wei, B. W., & Huang, J. S. (2017). Probabilistic back analysis of slope failure considering spatial variability of soil properties. *Yantu Gongcheng Xuebao/Chinese Journal of Geotechnical Engineering*. <https://doi.org/10.11779/CJGE201703011>
- Kumar, R., Bhargava, K., & Choudhury, D. (2016). Estimation of Engineering Properties

- of Soils from Field SPT Using Random Number Generation. *INAE Letters*.  
<https://doi.org/10.1007/s41403-016-0012-6>
- Leroueil, S. (2001). Natural slopes and cuts: Movement and failure mechanisms. *Geotechnique*. <https://doi.org/10.1680/geot.2001.51.3.197>
- Manilla, A. A., Garnica, P., & Pérez, A. (2003). *Evaluación indirecta de los Módulos elásticos de rigidez In situ y la relación entre  $V_p/V_s$  y el ángulo de fricción interna* (No. 225; ISSN 018807297).
- MTOP. (2011). *Estudios de ingeniería definitivos de la carretera Cuenca- Azogues- Biblián*.
- NEC-SE-DS. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-DS - Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente. In *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- Ribeiro, R. C. . (2008). *Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas. Tesis de doctorado en ingeniería*. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- Rocscience. (2002). Slide 5.0 User's Guide. *Slide 5.0 User's Guide*.
- Rocscience Inc. (2002). *Critical Slip Surface Search Methods in SLIDE*.  
<https://www.rocscience.com/documents/pdfs/uploads/8398.pdf>
- Saénz González, J. D. (2013). *Simulación numérica de obras para estabilización superficial de taludes*. Pontificia Universidad Javeriana.
- Sanhueza, C., & Rodríguez, L. (2013). Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de La Construcción*.
- Shien, N. K. (2005). *Reliability analysis on the stability of slope*. Universiti Teknologi Malaysia.
- Skempton, A. W. (1964). Long-Term Stability of Clay Slopes. *Géotechnique*.  
<https://doi.org/10.1680/geot.1964.14.2.77>
- Skempton, A. W. (1985). Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory. *Geotechnique*. <https://doi.org/10.1680/geot.1985.35.1.3>
- Stark, T. D., Choi, H., & McCone, S. (2005). Drained shear strength parameters for analysis of landslides. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:5\(575\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:5(575))

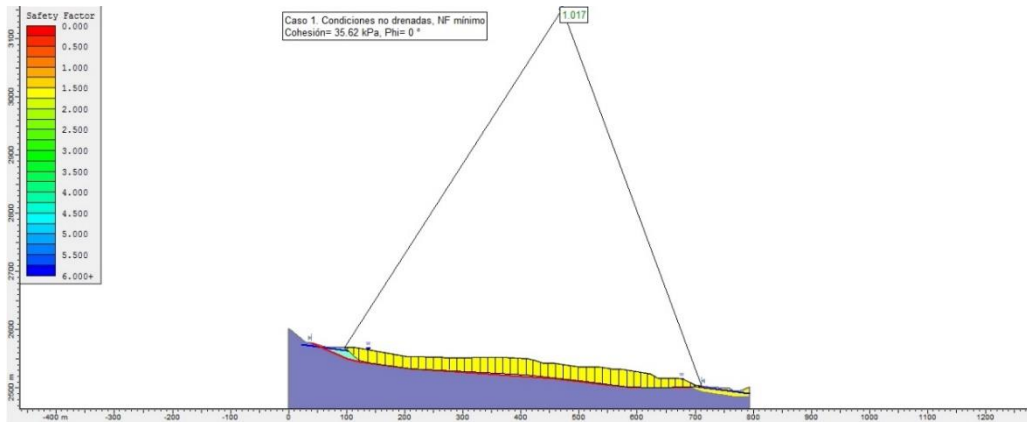
- Suarez, J. (1998). Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. In Ingeniería de Suelos Ltda. (Ed.), *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*.
- Suárez, J. (1996). Deslizamientos: Análisis Geotécnico. In Universidad Industrial de Santander UIS (Ed.), *Deslizamientos* (2009th ed.). [www.erosion.com.co](http://www.erosion.com.co)
- Ugai, K. (1989). A Method of Calculation of Total Safety Factor of Slope by Elasto-Plastic FEM. *Soils and Foundations*. [https://doi.org/10.3208/sandf1972.29.2\\_190](https://doi.org/10.3208/sandf1972.29.2_190)
- Uzielli, M., Lacasse, S., Nadim, F., & Phoon, K.-K. (2006). Soil Variability Analysis for Geotechnical Practice. In *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils* (Vol. 3). <https://doi.org/10.1201/NOE0415426916.ch3>
- Wieczorek, G. F. (1996). Landslide triggering mechanisms. *Special Report - National Research Council, Transportation Research Board*.
- Zhang, J., Tang, W. H., & Zhang, L. M. (2010). Efficient probabilistic back-analysis of slope stability model parameters. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000205](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000205)

# ANEXOS

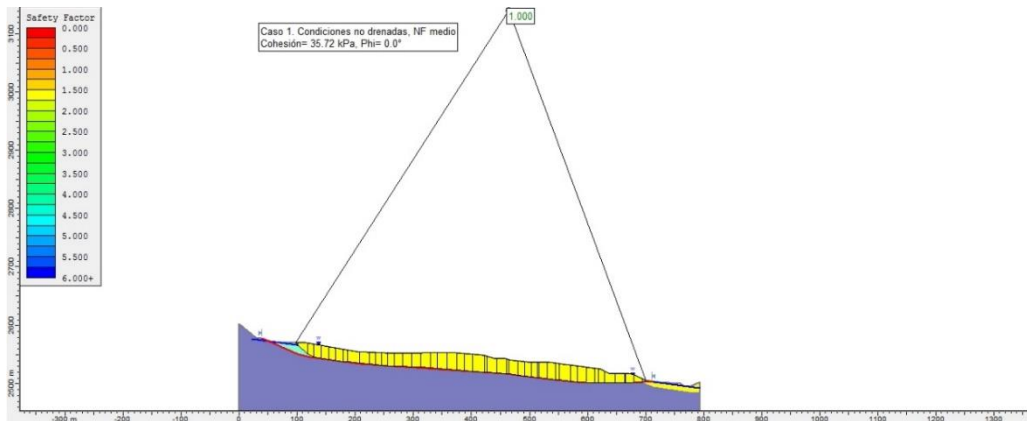
# ANEXO 1

Gráficas de resultados del análisis inverso por métodos de Equilibrio Límite

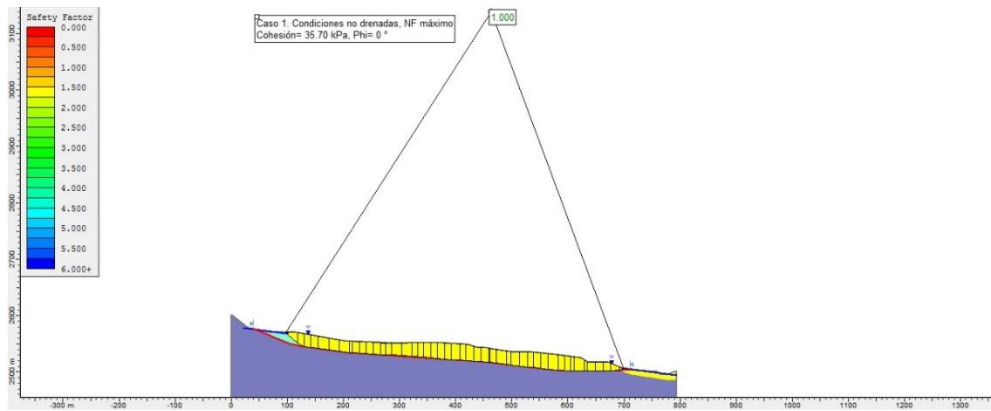
## ESCENARIO 1. CONDICIONES NO DRENADAS



**Caso 1. Condiciones no drenadas, NF mínimo, Cohesión = 35.62 kPa, ángulo de fricción= 0°**

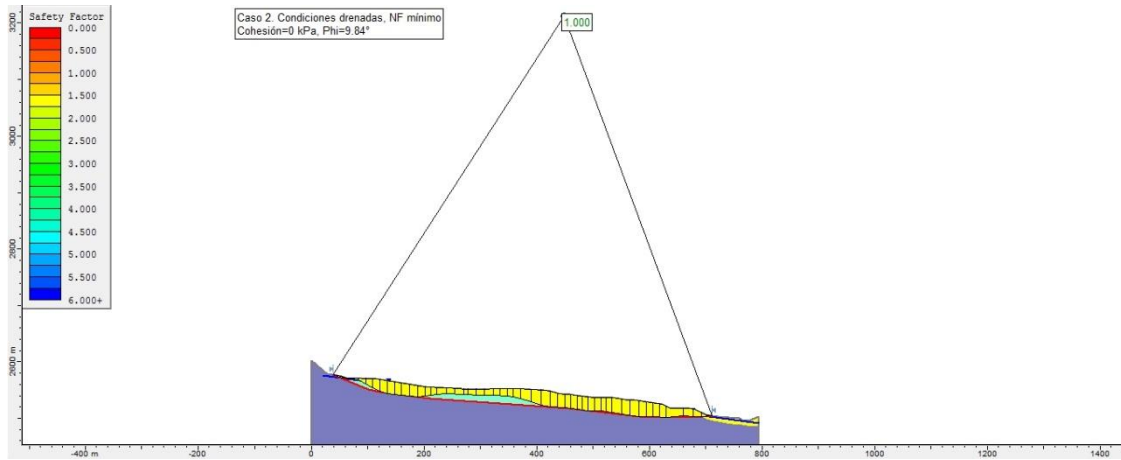


**Caso 1. Condiciones Drenadas, NF medio, Cohesión = 35.72 kPa, ángulo de fricción= 0°**

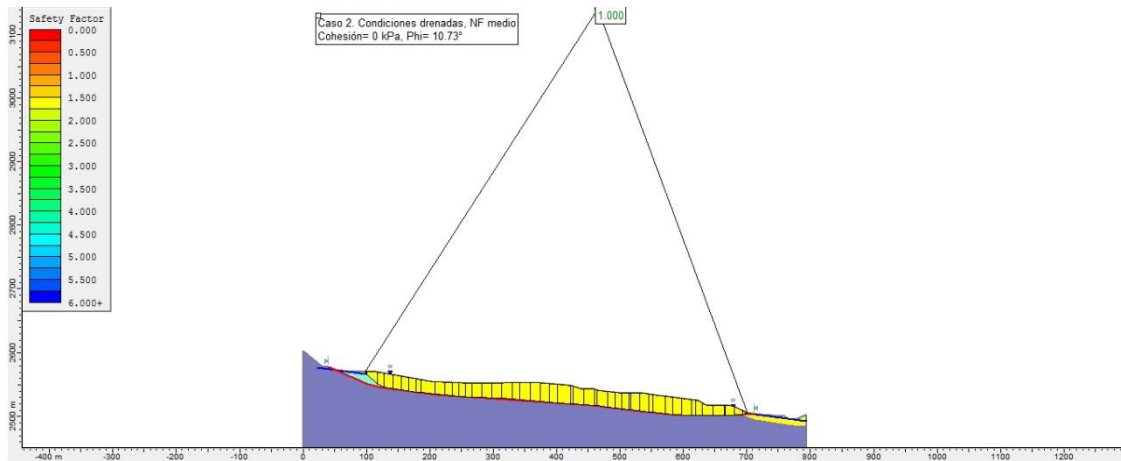


**Caso 1. Condiciones no drenadas, NF máximo, Cohesión = 35.70 kPa, ángulo de fricción= 0°**

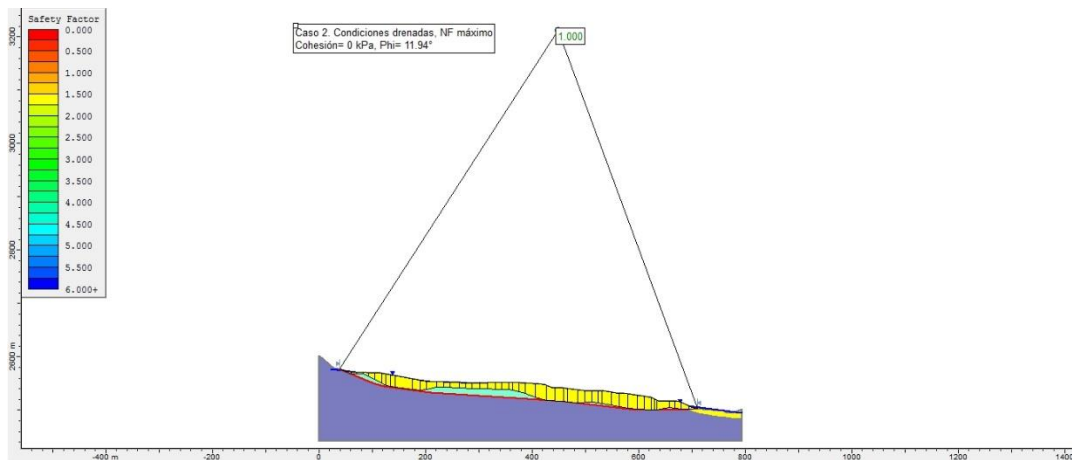
## ESCENARIO 2. CONDICIONES DRENADAS



**Caso 2. Condiciones drenadas, NF mínimo, Cohesión = 0 kPa, ángulo de fricción= 9.84°**



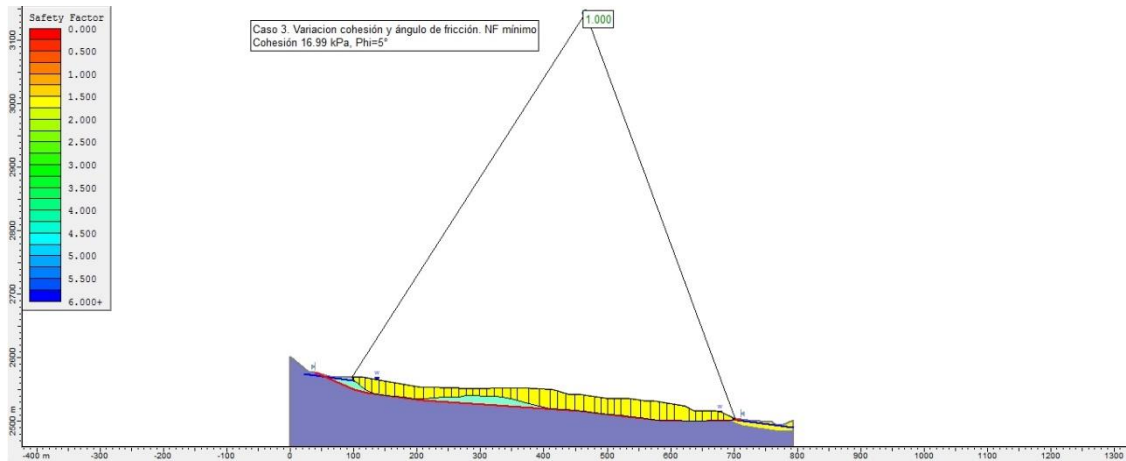
**Caso 2. Condiciones drenadas, NF medio, Cohesión = 0 kPa, ángulo de fricción= 10.73°**



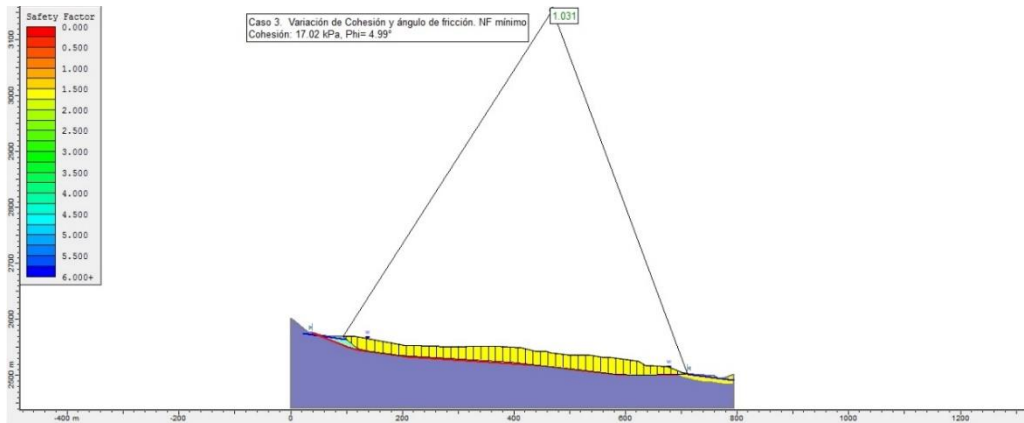
**Caso 2. Condiciones drenadas, NF máximo, Cohesión = 0 kPa, ángulo de fricción= 11.94°**



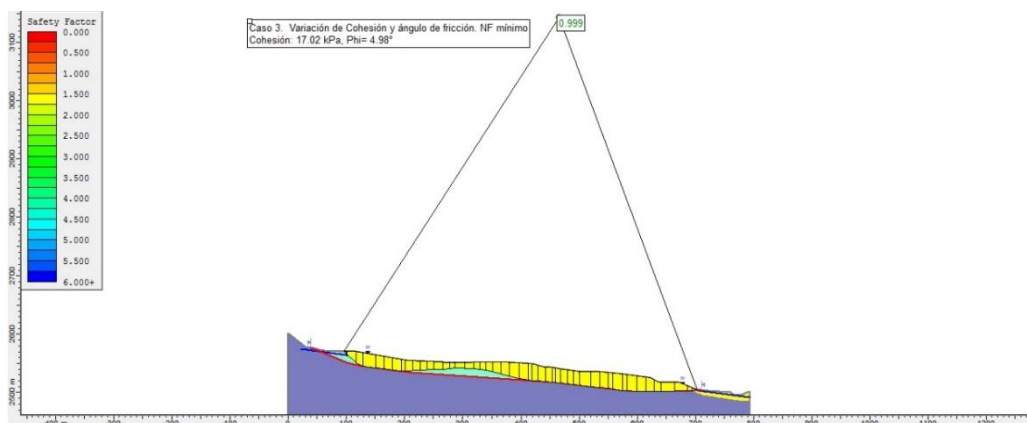
### ESCENARIO 3. VARIACIÓN DE COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN



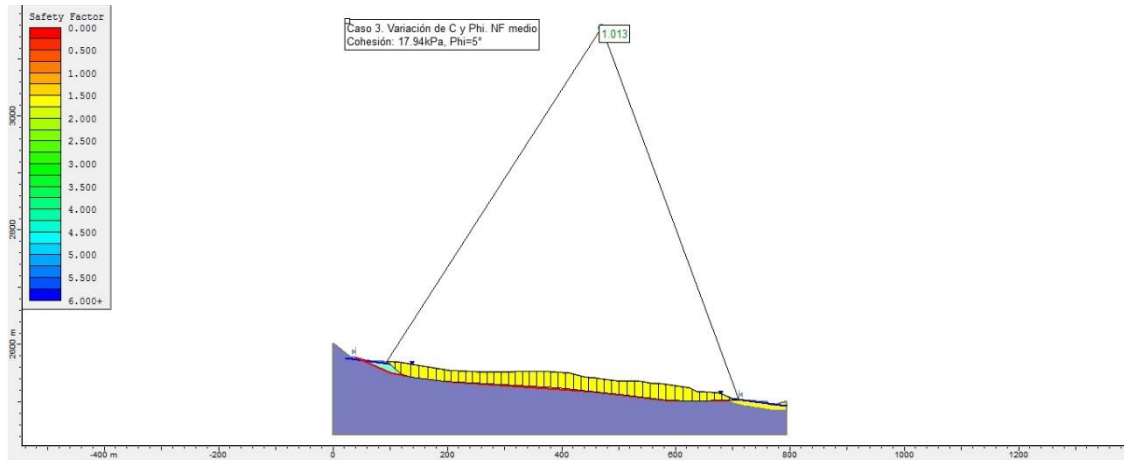
**Caso 3 Variación de cohesión y ángulo de fricción, NF mínimo, Cohesión = 16.99 kPa, ángulo de fricción=5°**



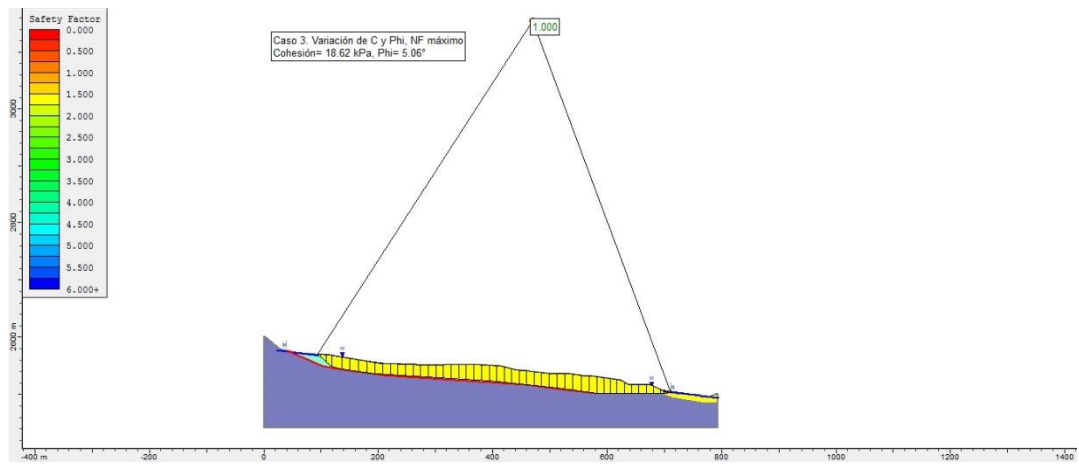
**Caso 3 Variación de cohesión y ángulo de fricción, NF mínimo, Cohesión = 17.02 kPa, ángulo de fricción= 4.99°**



**Caso 3 Variación de cohesión y ángulo de fricción, NF mínimo, Cohesión = 17.02 kPa, ángulo de fricción= 4.98°**

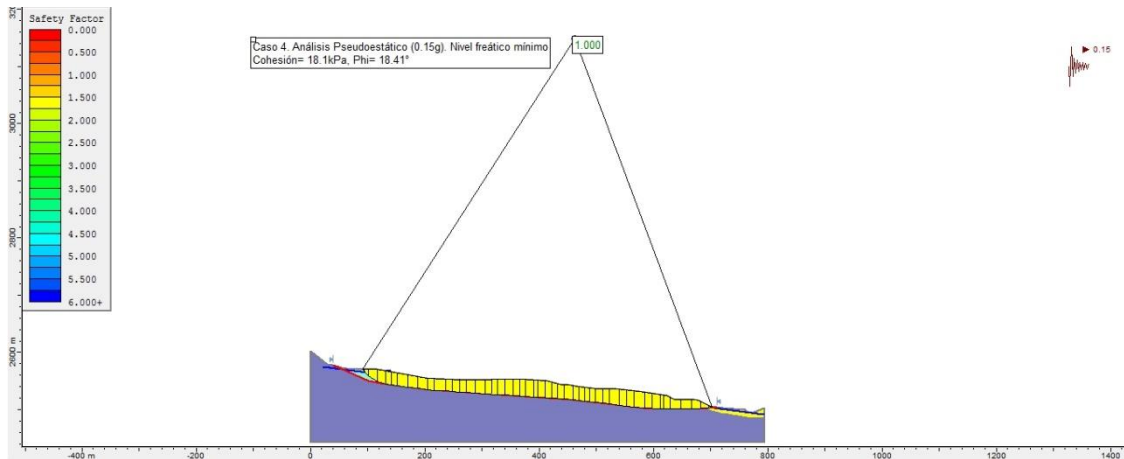


**Caso 3 Variación de cohesión y ángulo de fricción, NF medio, Cohesión = 17.94 kPa, ángulo de fricción= 5°**

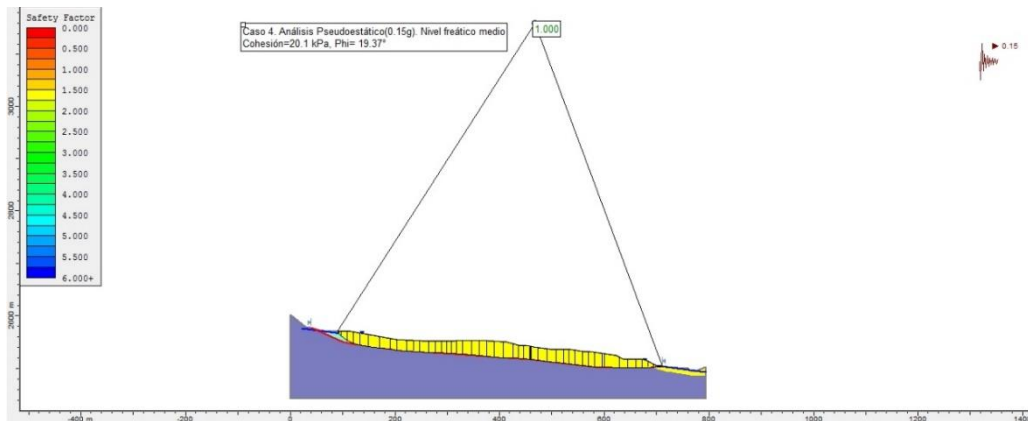


**Caso 3 Variación de cohesión y ángulo de fricción, NF máximo, Cohesión = 18.62 kPa, ángulo de fricción= 5.06°**

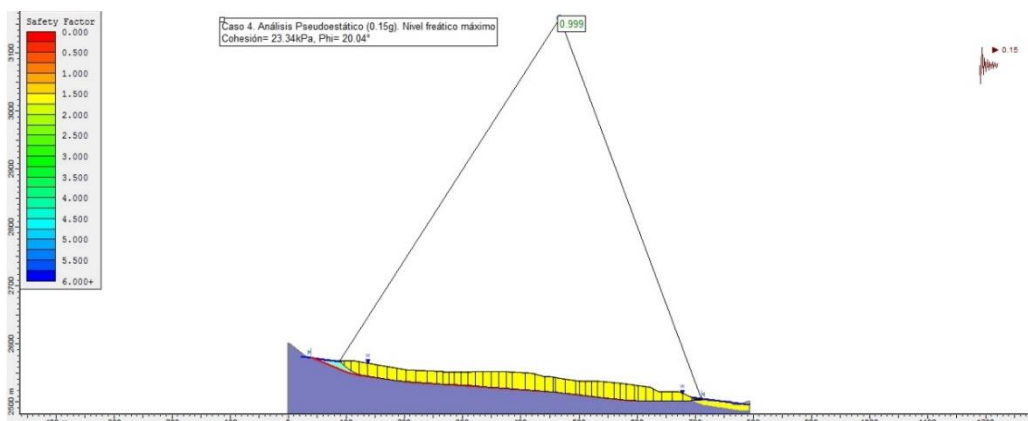
## ESCENARIO 4. ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO, COEFICIENTE SÍSMICO 0.15G



**Caso 4.1 Análisis pseudoestático (0.15g), NF mínimo, Cohesión = 18.1 kPa, ángulo de fricción= 18.41°**

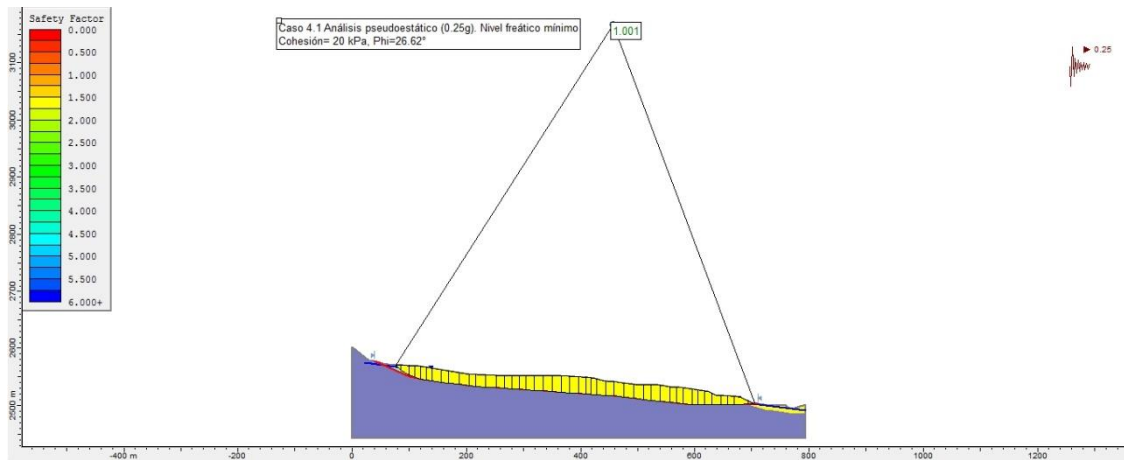


**Caso 4.1 Análisis pseudoestático (0.15g), NF medio, Cohesión = 20.1 kPa, ángulo de fricción= 19.37°**

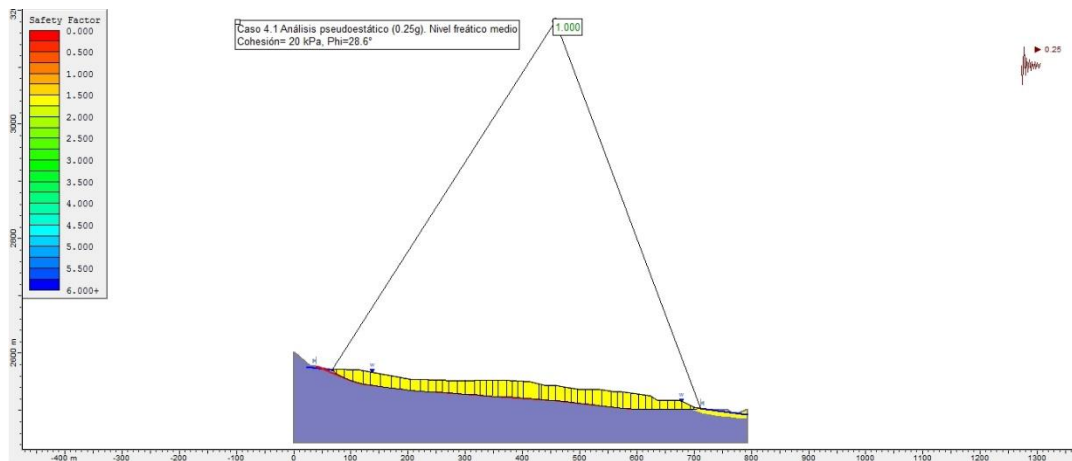


**Caso 4.1 Análisis pseudoestático (0.15g), NF máximo, Cohesión = 23.34 kPa, ángulo de fricción= 20.04°**

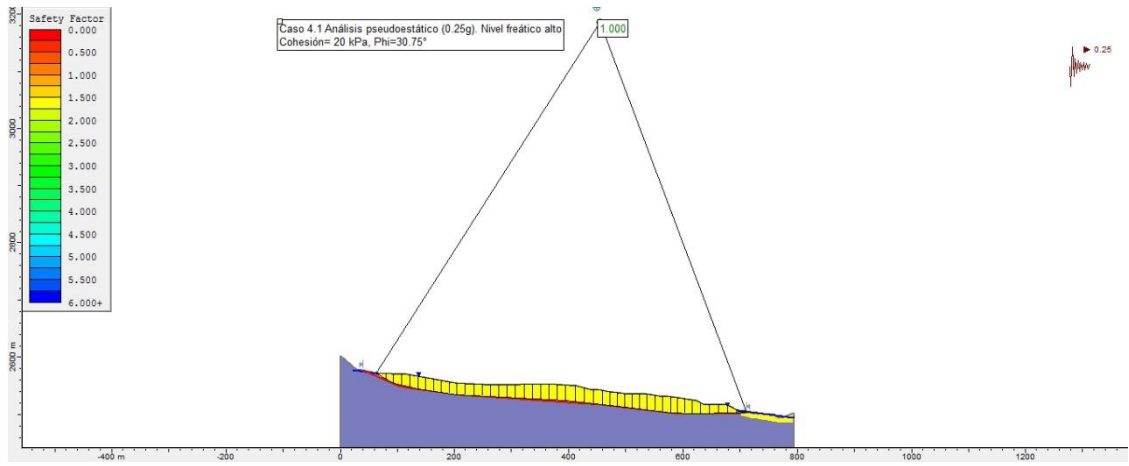
## ESCENARIO 4.1 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO, COEFICIENTE SÍSMICO 0.25G



**Caso 4.1 Análisis pseudoestático (0.25g), NF mínimo, Cohesión = 20 kPa, ángulo de fricción= 26.62°**



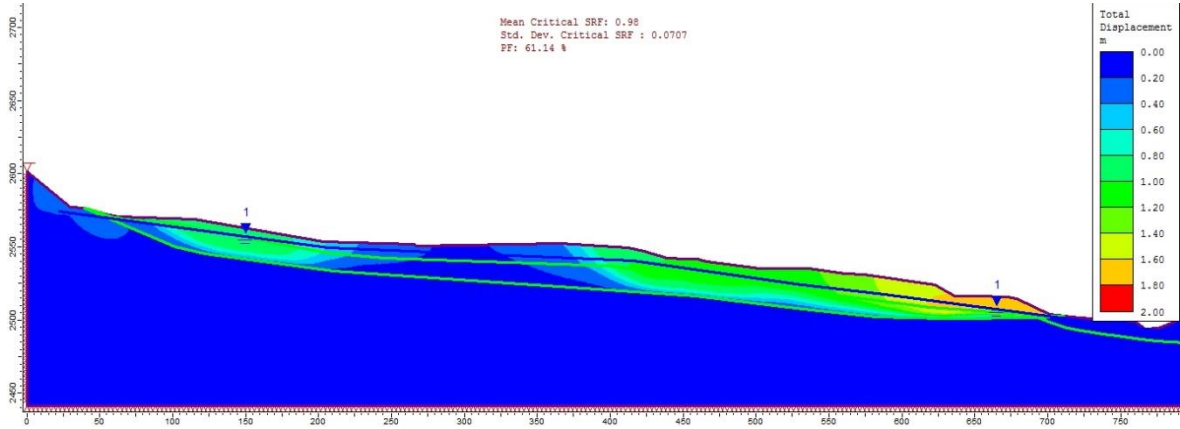
**Caso 4.1 Análisis pseudoestático (0.25g), NF medio, Cohesión = 20 kPa, ángulo de fricción= 28.6°**



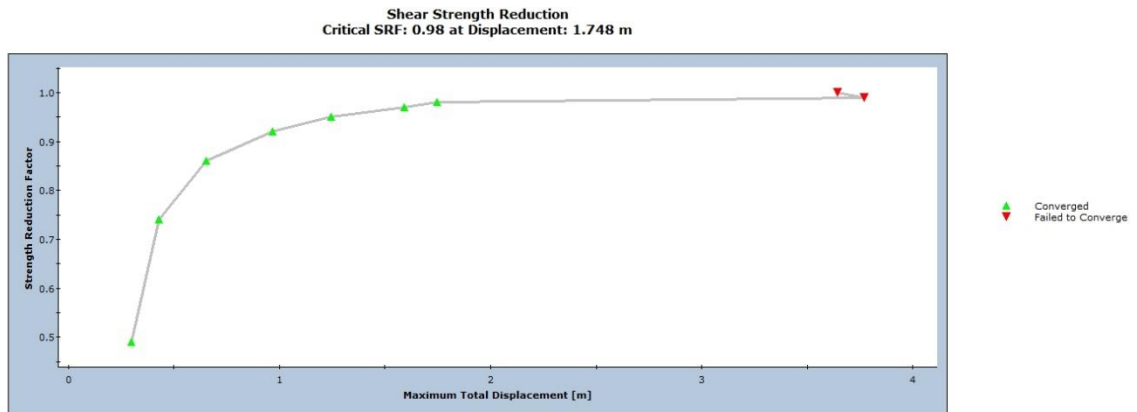
**Caso 4.1 Análisis pseudoestático (0.25g), NF máximo, Cohesión = 20 kPa, ángulo de fricción= 30.75°**

## ANEXO 2

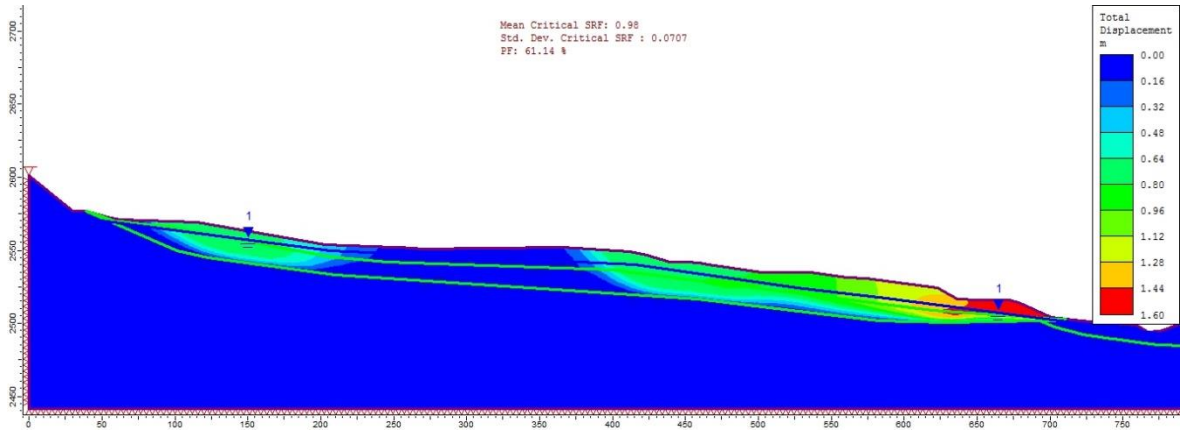
### GRÁFICAS DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS INVERSO POR MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS



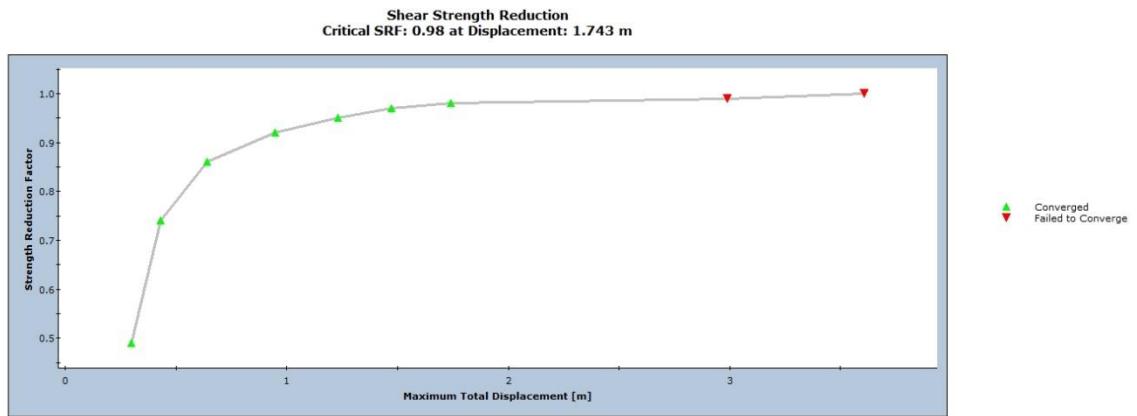
Resultado de análisis de estabilidad por FEM, Cohesión = 0kPa,  $\Phi=9.84^\circ$ , No. elementos 3000



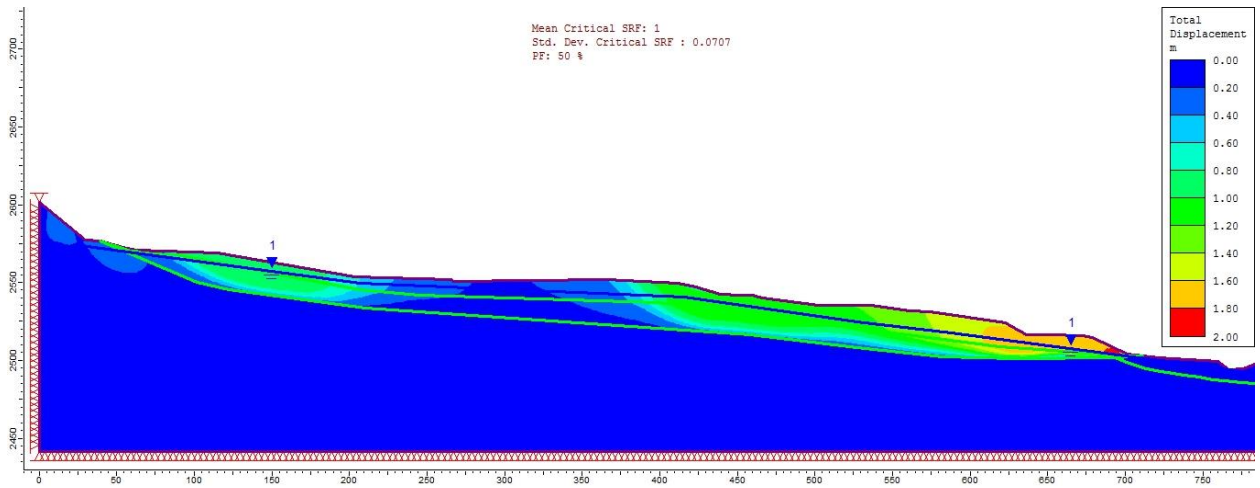
SRF vs desplazamiento total máximo, Cohesión = 0kPa,  $\Phi= 9.84^\circ$ , No. elementos 3000, desplazamiento máximo 1.748m



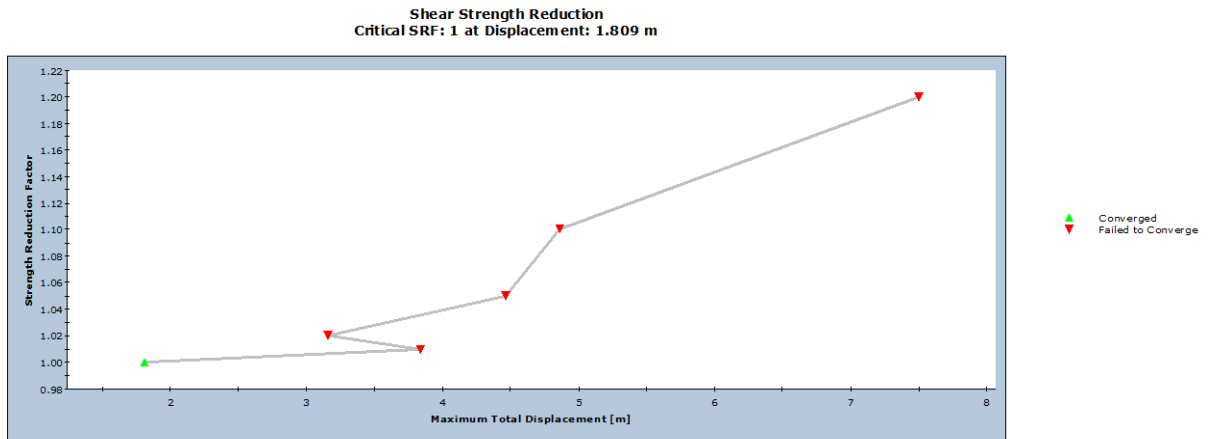
**Resultado de análisis de estabilidad por FEM, Cohesión = 0kPa, Phi=9.84 °, No. elementos 5000**



**SRF vs desplazamiento total máximo, Cohesión = 0kPa, Phi= 9.84 °, No. elementos 5000, desplazamiento máximo 1.743m**



**Resultado de análisis de estabilidad por FEM, Cohesión = 0kPa, Phi=10.03 °, No. elementos 3000**

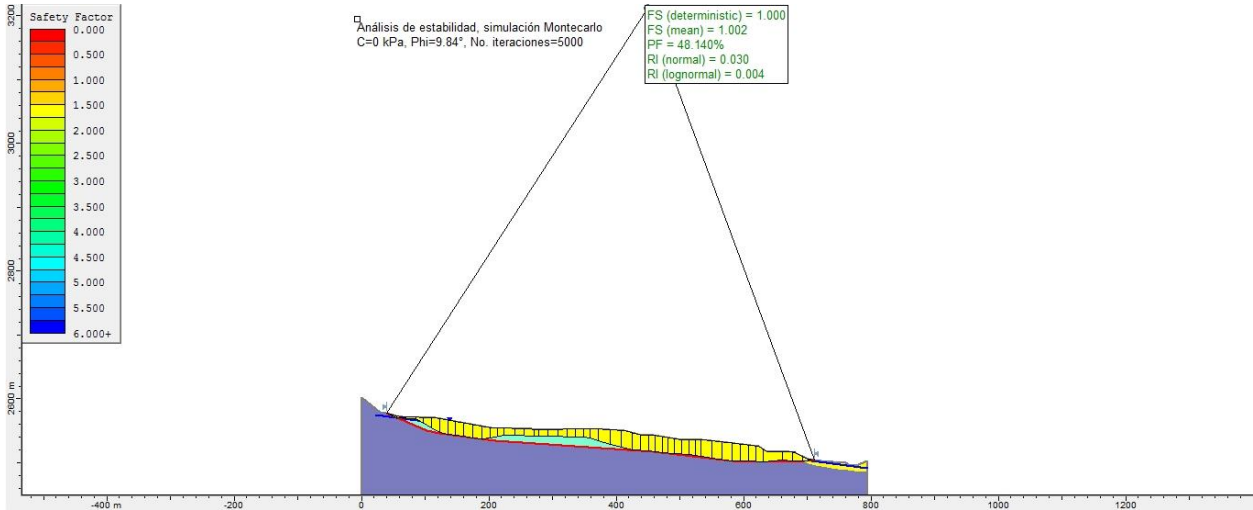


**SRF vs desplazamiento total máximo, Cohesión = 0kPa, Phi=10.03 °, No. elementos 3000, desplazamiento máximo 1.809m**



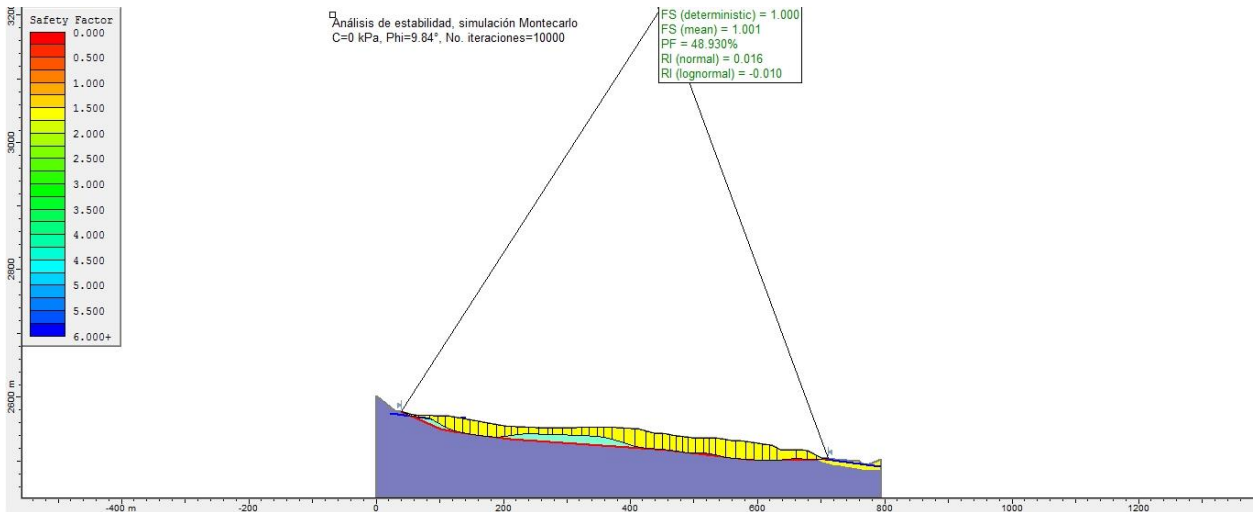
# ANEXO 3

## GRÁFICA DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD, SIMULACIÓN DE MONTECARLO



**Análisis de estabilidad, Simulación de Montecarlo, No. iteraciones= 5000,**

**PF = 48.140%**



**Análisis de estabilidad, Simulación de Montecarlo, No. iteraciones= 10000,**

**PF = 48.930%**